

Saimaan ammattikorkeakoulu
Tekniikka, Lappeenranta
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Tomi Norokivi

Betonipalkkien eri vahvistusmenetelmät

Tiivistelmä

Tomi Norokivi

Betonipalkkien eri vahvistusmenetelmät, 49 sivua, 4 liitettä

Saimaan ammattikorkeakoulu

Tekniikka, Lappeenranta

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Opinnäytetyö 2016

Ohjaajat: lehtori Petri Himmi, Saimaan ammattikorkeakoulu, osastopäällikkö

Fredrik Kullström, Sweco Asiantuntijapalvelut Oy

Opinnäytetyön tarkoituksena oli luoda työkalu, jolla suunnittelija pystyy helposti vertailemaan teräsbetonipalkkien eri vahvistusmenetelmiä. Työ rajattiin teräsbetonimanttelilla, teräsprofiileilla ja hiilikuiduilla vahvistettuihin palkkeihin. Tarkoituksena oli tehdä vertailua eri menetelmien välillä, niin mitoituksien kuin kustannuksien osalta. Työssä tehtiin myös mitoituslaskelmia sekä kustannuslaskelmia vertailun pohjaksi.

Työssä käsiteltiin kunkin menetelmän suunnittelua sekä toteutuskustannuksia. Aineisto sisälsi enimmäkseen mitoitusohjeita sekä kustannustietoja, joiden mukaan laskelmat tehtiin.

Työn tuloksena suunnittelija saa yleisohjeen teräsbetonipalkin vahvistamisen suunnittelua varten sekä ohjeen vahvistustavan valintaa varten. Suunnittelija pystyy valinnassaan huomioimaan eri vahvistustapojen kustannuksiin vaikuttavia asioita. Työn perusteella suunnittelija pystyy tekemään kokonaisvaltaisen päätöksen vahvistustavan valinnasta ja näin toimimaan kustannustehokkaasti.

Asiasanat: Korjausrakentaminen, teräsbetonipalkit, hiilikuitu, Björn Täljsten

Abstract

Tomi Norokivi

Different methods to strengthen a concrete beam, 49 Pages, 4 Appendices

Saimaa University of Applied Sciences

Technology Lappeenranta

Civil and Construction Engineering

Structural Engineering

Bachelor's Thesis 2016

Instructors: Lecturer Petri Himmi, Saimaa University of Applied Sciences, Mr

Fredrik Kullström, Sweco Expert Services

The purpose of the study was to give the engineer a tool with which the designer can compare the different methods of strengthening a beam. The study covered three different methods, strengthening by concrete casting, steel structures and carbon fibers. The objective was to compare these methods by design and cost.

The thesis covered the dimensioning and the materialized costs of each method. The thesis contained mostly instructions for dimensioning and information of costs.

As a result of this thesis the designer gets a tool which helps to determine the most suited method of strengthening for each site. The designer can take into account the various issues that affect the costs of the process. On the ground of this the designer can make a comprehensive solution and therefore be as cost-effective as possible.

Keywords: Renovation, concrete beams, carbon fibre, Björn Täljsten

Sisällys

1	Johdanto	5
2	Korjaushanke	6
2.1	Erilaisia korjaushankkeita	6
2.2	Korjaushankkeen kulku	8
2.3	Korjausperiaatteet	9
3	Palkin vahvistaminen	10
3.1	Palkin vahvistus betonimanttelilla	10
3.2	Palkin vahvistus teräksellä	11
3.3	Palkin vahvistus hiilikuidulla	12
4	Mitoitus	14
4.1	Mitoituksen perusperiaatteet	14
4.2	Vanhan palkin tarkastelu	16
4.2.1	Taivutuskestävyys	16
4.2.2	Leikkauskestävyys	18
4.3	Betonimantteli	21
4.3.1	Taivutusmitoitus	21
4.3.2	Leikkaus	22
4.4	Teräksellä vahvistaminen	23
4.5	Liimausvahvikkeet	23
4.5.1	Taivutusmitoitus	24
4.5.2	Leikkausmitoitus	34
5	Kustannustarkastelu	37
5.1	Hiilikuitu	37
5.2	Manttelointi	38
5.3	Teräspalkeilla vahvistaminen	38
5.4	Kustannusvertailu Excel-laskentataulukkoja käyttäen	39
5.5	Päätelmiä kustannustarkastelusta	43
6	Yhteenveto	46
	Lähteet	49

Liitteet

Liite 1 Betonimanttelin mitoitustaulukko

Liite 2 Hiilikuituvahvistuksen mitoitustaulukko

Liite 3 Betonimanttelin kustannustaulukko

Liite 4 Teräsvahvistuksen mitoitustaulukko

1 Johdanto

Opinnäytetyössä esitetään, miten teräsbetonipalkkeja vahvistetaan käyttämällä teräsbetonia, terästä tai hiilikuitua. Kustakin menetelmästä tehdään lyhyt ohjeistus ja laskelmat. Tämän lisäksi osana opinnäytetyötä tarkastelen vahvistusmenetelmien kustannuksia sekä työtekniistä puolta.

Opinnäytetyön teen Sweco Asiantuntijapalvelut Oy:lle. Sweco Asiantuntijapalvelut on osa Sweco-konsernia. Swecolla on vahva kokemus korjaussuunnittelusta.

Vanhoja teräsbetonipalkkeja joudutaan usein vahvistamaan korjausrakentamisen yhteydessä, jos halutaan lisätä yläpuolella sijaitsevien tilojen kuormia. Rakenteiden vahvistaminen onkin olennainen osa korjausrakennesuunnittelua. Tämän takia suunnittelijalla on hyvä olla kokonaisvaltainen kuva vahvistamisesta, sen kustannuksista sekä muista huomioon otettavista asioista.

Työn tavoitteena on antaa suunnittelijalle helppo työkalu, jolla hän voi valita, mikä näistä kolmesta eri vahvistusmenetelmästä on kulloiseenkin kohteeseen sopiva. Suunnittelija saa käsityksen vahvistuksen mitoituksista sekä kustannuksista. Tämän ansiosta suunnittelija pystyy kertomaan myös asiakkaalle mahdollisista hankaluuksista tai yllättävistä kustannuksista.

2 Korjaushanke

Korjaushankkeeseen lähtemiselle on taustana rakennus, jota halutaan korjata tai muokata uuteen käyttöön. Koko rakennuksen, sen tilan tai osan käytettävyyttä, taloudellisuutta, turvallisuutta, terveellisyyttä tai esteettisyyttä halutaan joko muuttaa, korjata tai parantaa. (1, s. 30).

2.1 Erilaisia korjaushankkeita

Korjaushankkeeseen liittyy monia määritelmiä, jotka on hyvä erottaa toisistaan. Seuraavassa esitetään muutama keskeinen käsite:

- korjausrakentaminen
- kunnossapito, kunnostus
- perusparannus
- entistäminen, restaurointi
- uudistaminen
- lisärakentaminen (2, s. 80.)

Korjausrakentaminen

Korjausrakentaminen tarkoittaa yhden kerran tehtäviä toimia, jotka pyrkivät parantamaan rakennuksen tilaa paremmaksi, rakennuksen käyttötarkoituksen kuitenkin säilyessä samana. (2, s. 80).

Kunnossapito, kunnostus

Kunnossapito tai kunnostus tarkoittaa korjausrakennustoimenpiteitä, jotka tähtäävät vikojen ja kuluneisuuden poistoon. Kunnossapito on jatkuvaa koko rakennuksen elinkaaren aikana, eikä vaadi raskaita toimenpiteitä, pelkästään huoltoa. (2, s. 80.)

Perusparannus

Perusparannus tarkoittaa isoa ja raskasta korjausrakentamista, jossa pyritään saamaan vanha, olemassa oleva rakennus vastaamaan paremmin nykyistä tarkoitustaan. Tällä korjauksella yleensä ylitetään rakennuksen vanha taso sekä arvo. (2, s. 80.)

Entistäminen, restaurointi

Entisöinti eli restaurointi on korjausrakentamisen muoto, jossa pidetään erityisen tärkeänä rakennuksen kulttuurihistoriaa ja rakennustaidetta. Vanha rakennustyyli pyritään palauttamaan ja säilyttämään. (2, s. 80.)

Uudistaminen

Uudistaminen on korjausrakentamista, jolla pyritään uudistamaan rakennusta, sen osia tai varustetasoa nykyaikaiselle tasolle.

Lisärakentaminen

Lisärakentaminen on rakennuksen muokkaamista siten, että kerrosala lisääntyy. Lisätila voi olla rakennuksen ulko- tai sisäpuolella kiinteästi yhteydessä vanhaan rakennukseen (2, s. 80.) Lisärakentamiselle voi olla joko alueelliset tai rakennuskohtaiset syyt. Alueellisena syynä voi olla kaupungin ja asuinalueen parantaminen. Rakennuskohtaisen lisärakentamisen syynä on usein rakennuksen käytön muutos tai parantaminen tai asuttavuuden parantaminen. (3, s. 17.)

Tässä opinnäytetyössä käsitellään betonipalkkien vahvistusta, joten kyseessä on lähinnä lisärakentaminen, korjausrakentaminen tai joissain tapauksissa uudistaminen. Jokainen korjaushanke on erilainen ja vaatii näin ollen hyvät suunnitelmat tulevasta korjauksesta, jotta se palvelee rakennusta ja sen ympäristöä parhaalla mahdollisella tavalla. (1, s. 30).

2.2 Korjaushankkeen kulku

Korjaushanke lähtee liikkeelle havaitusta vauriosta, päätöksestä muokata rakennusta tai päätöksestä lisärakentaa. Korjaushankkeen kulkua voidaan ajatella jatkuvana syklinä, joka alkaa säännöllisestä rakennuksen seurannasta ja loppuu säännölliseen seurantaan ja mahdollisiin huoltoihin. Korjaushankkeen vaiheet ovat

1. säännöllinen seuranta
2. hankesuunnittelu
3. korjaussuunnittelu
4. urakkakilpailu
5. korjaustyö
6. vastaanotto
7. säännöllinen seuranta (4, s.9).

Hankesuunnitteluvaiheessa selvitetään rakennuksen korjaustarpeet ja mahdolliset lisärakentamisen tarpeet. Tällöin suoritetaan erilaisia kokeita ja testejä, kuten kuntotutkimus, joilla selvitetään rakenteiden mahdollisia vaurioitumisia. Yleensä kuntotutkimus teetetään, kun rakenne on korjausiässä, mutta kuitenkin viimeistään näkyvien vaurioiden ilmetessä. Hankesuunnittelussa kohdetta tulisi tarkastella kokonaisuutena ja miettiä tarkkaan, millaisen korjaustyön rakenteet tarvitsevat. (4, s.9.)

Korjaussuunnittelussa suunnittelija valitsee sopivat korjaustoimenpiteet korjausta varten. Tämän lisäksi hän laatii asiakirjat korjauksesta, joista ilmenee määrät ja laatuvaatimukset, joita tarvitaan urakkahinnan määrittämiseksi urakkakilpailussa. Urakkakilpailussa painotetaan hinnan lisäksi laatutekijöitä sekä aikaisempaa kokemusta. (4, s.10.)

Kun rakennuttaja on valinnut sopivan urakoitsijan, alkaa korjaustyö. Urakoitsija tekee korjaustyön laadittujen suunnitelmien ja asiakirjojen mukaan, rakennuttajan valvoessa töitä. Työn valmistuttua rakennuttaja tai rakennuttajan valtuuttama taho teettää lopputarkastuksen tehdystä työstä. Korjaustyöstä tehdyt suunnitelmat ja asiakirjat talletetaan jatkoa varten. Tämän jälkeen alkaa taas rakennuksen säännöllinen seuranta ja mahdolliset huollot. (4, s.10.)

2.3 Korjausperiaatteet

Betonirakenteiden korjauksessa on hyvä erottaa eri korjausperiaatteet ja korjaustavat, kuva 1. (4, s.11)

Korjausperiaate	Korjaustapa
Säilyttävä korjaaminen	Impregnointi Pinnoittaminen Ylitasoitus Laastipaikkaaminen Valukorjaaminen Halkeamien imeyttäminen, sulkeminen tai injektointi
Muuttava korjaaminen	Rakenteen pinnan verhoilu (käsittää yleensä myös lisälämmöneristämisen) Ruiskubetonointi Rakenteen vahvistaminen (eri tapoja)
Rakenteen uusiminen	Rakenteen purkaminen ja uudelleen rakentaminen joko kokonaan tai osittain
Erikoismenetelmät	Uudelleenalkalointi (sähkökemiallinen ja passiivinen) Katodinen suojaus Sähkökemiallinen kloridien poisto

Kuva 1 Korjausperiaate ja korjaustapa. (4, s.12)

Kuvassa 1 näkyy BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet -nimisessä kirjassa esitetyt korjausperiaatteet ja korjaustavat. Näiden periaatteiden noudattaminen ei automaattisesti takaa korjauksen onnistumista. Tärkeää on valita sellaiset korjaustoimet, joilla ehkäistään vaurioiden jatkuminen tai uusiutuminen ja joilla ei muuteta rakenteen toimintaa oleellisesti niin, että uusia vaurioita voi syntyä. (4, s.13.)

Korjausperiaatteen valinnassa lähdetään liikkeelle siitä, että valitaan aluksi kaikki vaihtoehdot, joilla saadaan vauriot tai lisäkuormat ratkaistua. Tämän jälkeen valitaan näistä vaihtoehdoista taloudellisuuden ja muiden ehtojen kannalta paras vaihtoehto. (4, s.13.) Korjausrakennesuunnittelija ja arkkitehti tekevät korjausperiaatteista erilaiset vaihtoehdot, joita esittää kohteen omistajalle ja rakennuttajalle. Lopullisen päätöksen tekee yleensä kohteen omistaja tai rakennuttaja, jos omistaja on näin valtuuttanut. Kun korjausperiaate on päätetty, tekee rakennesuunnittelija esityksen korjaustavoista, jotka sopivat korjausperiaatteen kanssa

yhteen. Omistaja tai rakennuttaja päättävät, mihin korjaustapoihin ryhdytään. (4, s.14.)

3 Palkin vahvistaminen

Rakenteiden vahvistamisella pyritään lisäämään rakenteiden kantavuutta siltä tasolta, jolla se on alun perin ollut. Palkkien vahvistamisella voidaan lisätä leikkaus- ja taivutuskestävyyttä (4, s.87). Myöskin palkin taipuman pienentämistä voidaan tehdä vahvistamalla. Eri vahvistustapoja on monia, kuten teräsbetonilla, teräksellä tai hiilikuidulla vahvistaminen. Tämän lisäksi voidaan palkkia vahvistaa ulkopuolisin jäntein. (4, s.87.)

Ennen korjaussuunnittelun aloitusta tulee selvittää mahdollisimman tarkasti

- rakenteen ikä
- rakennuksen/rakenteen historiallinen arvo
- rakenteiden kuormat, sekä nykyiset, että uudet kuormat
- rakenteen vauriot.

Vahvistussuunnitelmaa tehtäessä pitää muistaa vahvistettavan rakenteeseen liittyvät osat. Esimerkiksi yksittäistä palkkia vahvistettaessa tulee ottaa huomioon, siirtääkö se voimia viereisille rakenteille tai muuttaako se liitosten toimintaa. Tämä voi johtaa muiden rakenteiden vaurioitumiseen ja näin romuttaa koko vahvistamisen tarkoituksen.

3.1 Palkin vahvistus betonimanttelilla

Teräsbetonilla vahvistamisen voi tehdä joko palkin puristuspuolta lisäämällä tai valamalla palkin ympärille betonimantteli ja lisäämällä veto- ja leikkausraudotusta.

Jos kyseessä on laattapalkki, voidaan palkin puristuspuolta lisätä ja näin kasvattaa kapasiteettiä (1,s. 113). Etenkin vanhoissa T-poikkileikkausrakenteissa voi olla ohut laatta. Tällöin jos halutaan vahvistaa laattaa, voi myös vahvistaa palkkia lisäämällä puristuspuolta. Ongelmaksi tässä menetelmässä tuleekin uuden ja

vanhan betonin puristusvoiman siirtyminen. Uuden ja vanhan betonipintojen väliin syntyy herkästi suhteellisen suuria leikkausvoimia, jolloin pelkkä betonipinnan karhennus ei riitä vaan täytyy lisätä hakoja. Hakojen tarkoitus on saada betonit toimimaan yhtenäisenä palkkina. Tällöin leikkausvoimat kasvavat ja hakamäärä saattaa kasvaa suureksi, mikä johtaa siihen, että vahvistuksesta tulee suhteellisen kallis.(1,s. 113.)

Useimmiten kuitenkin taivutuskapasiteettiä kasvattaessa lisätään vetoraudoitusta (1,s. 113). Palkin ympärille valetaan betonimantteli, jolla lisätään betonipalkin poikkipinta-alaa ja vetoraudoitusta. Tällä saadaan tehokkaasti lisättyä kapasiteettiä, koska vahvistus toimii kuten normaali palkki. Ongelmaksi tässä menetelmässä tuleekin omanpainon lisääntyminen. Koska kuorma lisääntyy palkissa, ei tämä menetelmä ole kovin taloudellinen. Joskus saattaa kuitenkin olla ainoa vaihtoehto vahvistaa betonimanttelilla, esimerkiksi historiallisesti arvokkaissa kohteissa, joissa kiinteistön omistaja tai museovirasto ei salli ulkonäön muuttamista. Palkin mitoitus tapahtuu samalla tavalla kuin normaalin palkin mitoitus.

Teräsbetonilla vahvistamisella saadaan aikaan suhteellisen yksinkertaisia ja selkeitä ratkaisuja, joita on helppo suunnittelijan suunnitella. Suurimmaksi ongelmaksi tuleekin palkin omanpainon lisääntyminen suhteessa kapasiteetin lisäykseen. Tämän vuoksi tämä ei ole kovin taloudellinen menetelmä.

3.2 Palkin vahvistus teräksellä

Palkkien vahvistaminen teräksellä tapahtuu yleensä liimaamalla teräslevyjä palkin alapintaan tai palkin sivuille, kuten kuvassa 2 kohdassa c. Liimausmenetelmiä on kaksi:

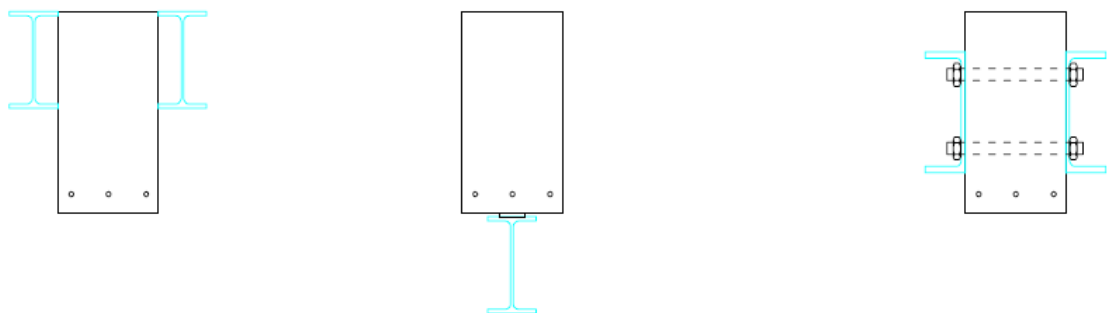
- puristusliimaus
- injektointiliimaus (5, s.15).

Kaikki yleiset kuumavalssatut rakenneteräokset soveltuvat liimausvahventamiseen, yleisimpinä lujuusluokkina S235, S2775 ja S355. Mitä korkeampi vahvistukseen käytetyn teräksen lujuusluokka on, sitä korkeampi on rakenteen murto-
lujuus. Mitoittavaksi tekijäksi tuleekin teräslevyn ankkurointi, tartunta ja betonipin-

nan tartuntavetolujuus. Tästä johtuen saattaa olla, että paremmaksi vahvistusvaihtoehdoksi tulee valita alemman lujuusluokan teräslevy, jotta saadaan suurempi poikkileikkausala. Näin saadaan liimaa isommalle pinta-alalle ja liimaan vaikuttavia leikkausjännityksiä pienennettyä. Lisäksi korkeamman lujuusluokan teräs maksaa rahallisesti enemmän.(5, s.15.)

Liimauksissa käytetään usein tiksotrooppista, kaksikomponenttista epoksiliimaa. Se sisältää epoksia ja kovetinta. Liimaan usein lisätään täyteainetta, jotta saataisiin lämpötilamuodonmuutosominaisuuksia parannettua. Koska liima siirtää kuormat betonipalkilta teräslevylle, tulee sillä olla riittävä tartunta- ja leikkauslujuus. Liiman fysikaaliset ominaisuudet eivät saa heikentää tartuntaa. Injektointiliimauksessa käytetään samoja injektointiepokseja kuin betonirakenteiden korjauksessa käytetyissä injektoinneissa. Usein kannattaa käyttää epoksia, josta on riittävä kokemusta.(5, s.16.)

Palkkia voidaan myös vahvistaa siten, että kiilataan uudet teräsprofiilit palkin kylkiin ja otetaan kuormat näille. Mikäli palkin alapuolella on tilaa, voidaan teräsprofiili myös kiilata palkin alle. Kiilaus on varma keino vahvistaa palkkia koska voidaan ottaa kaikki kuormat uusille teräsprofiileille. Riippuen vahvistustarpeesta ja käytettävästä tilasta voidaan myös läpi pultata, esimerkiksi U-profiileja, palkin kylkeen. Kuvassa 2 on havainnollistettu näitä menetelmiä.

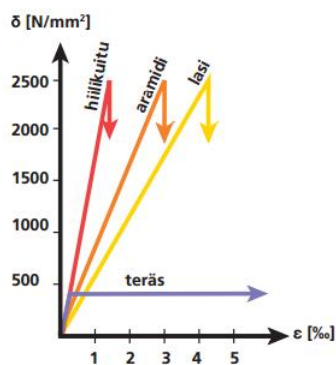


Kuva 2 Teräsprofiileilla palkin vahventaminen

3.3 Palkin vahvistus hiilikuidulla

Hiilikuidulla vahventaessa voidaan käyttää esimerkiksi hiilikuitukangasta, hiilikuitutankoja tai hiilikuitukomposiitteja. Nämä eroavat siinä, miten kuidut ovat sidottu

toisiinsa. Hiilikuitunauhoissa, kuten tangoissa, kuidut on sidottu epoksipohjaisella matriisilla, kun taas kankaissa ne ovat sidottu toisiinsa nähden 90 asteen kulmassa. Käytössä olevien hiilikuitutuotteiden kimmomoduulit ovat 150 000 – 300 000 N/mm². Myös hiilikuidun murtolujuus on suurempi kuin teräksellä, yleensä 1000 – 3000 N/mm². Kuvassa 3 on havainnollistettu tätä, verrattuna betoniteräkseen. Suurimpana erona teräkseen verrattuna on plastisen alueen puuttuminen hiilikuidulta (5, s.16.) Kuten kuvasta 3 nähdään, on hiilikuitujen kuvaaja lineaarinen siihen asti, kunnes se saavuttaa murtolujuuden.



kuitutyyppi	E-moduuli [kN/mm ²]	vetolujuus [Mpa]
C (hiilikuitu)	240-650	2500-4000
A (aramidi)	125	3000-4000
G (lasi)	65-70	1700-3000
polyesteri	12-15	2000-3000
verrattuna betoniteräs	210	550

Kuva 3 Eri materiaalien jännitys ja muodonmuutos vertailua (6, s.3)

Yleensä käytettävät hiilikuitunauhat ovat 50 – 150 mm leveitä ja 1,0 – 1,5 mm paksuja. Hiilikuitukankaat ovat ohuita, esimerkiksi 0,11 tai 0,17 mm paksuja. Kuitenkin tarvittaessa voidaan näitä liimata useita päällekkäin. (5, s.17.)

Käytettäessä hiilikuituvahvistusta tulee muistaa, että hiilikuidun korkea lujuus on vain kuitujen suunnassa. Jos vahvistusta tarvitsee kahteen suuntaan, täytyy käyttää sellaista materiaalia, jossa on kuituja kahdessa suunnassa, tai liimata hiilikuitunauhoja päällekkäin kahteen suuntaan. Hiilikuitutuotteiden tarkat materiaaliominaisuudet löytyvät valmistajien esitteistä tai verkkosivuilta.

Hiilikuituvahvistamisen suurin etu on korkea vetolujuus ja jäykkyys suhteessa painoon. Hiilikuitutuotteet ovat myös erittäin ohuita, näin ollen niitä on helppo käsitellä sekä kuljettaa. Myös asentaminen on tällöin nopeaa.

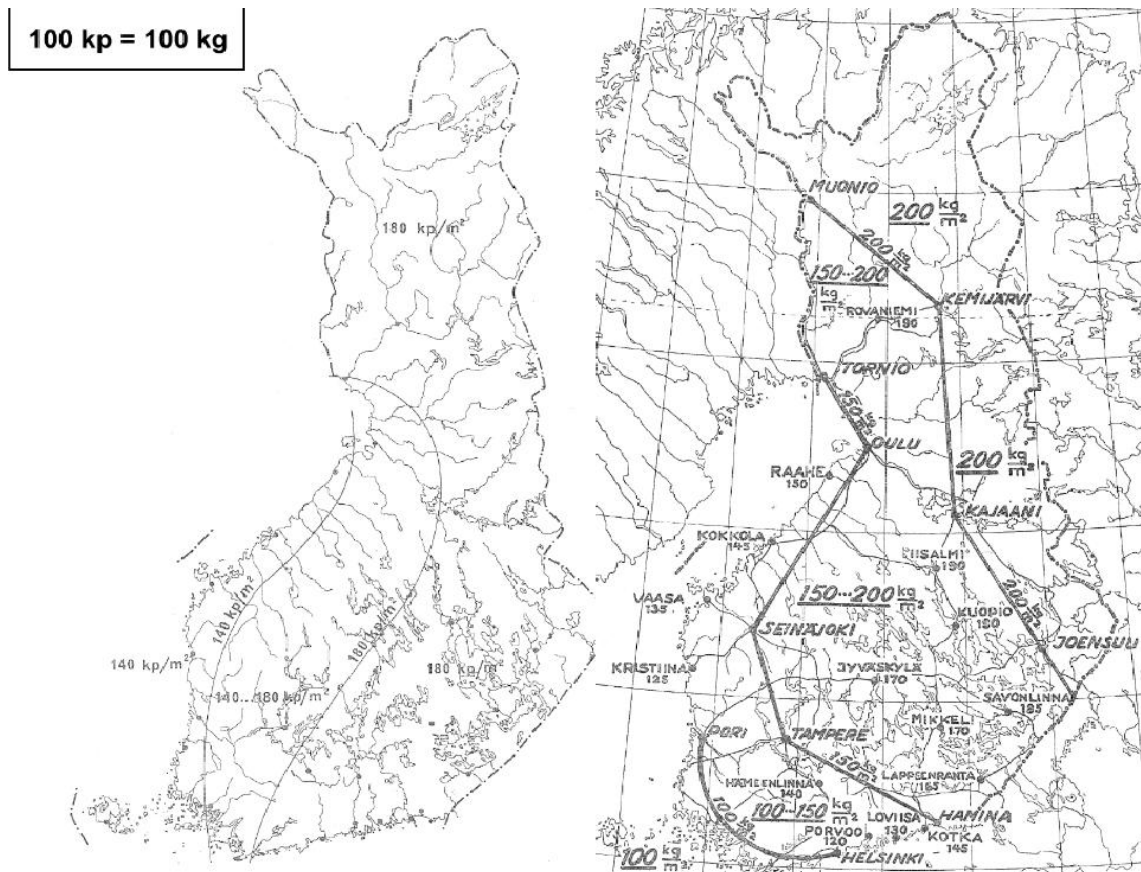
Hiilikuitu on kuitenkin erittäin herkkä mekaanisille vaurioille. Vahvistus voidaan suojata laastikerroksella tai törmäyssuojalla. Jos hiilikuitu tulee pinnalle, jolle kohdistuu auringonvaloa, tulee se suojata UV-säteilyltä sitä varten tehtävällä käsittelyllä. Palotilanteessa tämä vahvistusmenetelmä tuottaa myös ongelmia, koska epoksiliima lasittuu 60 asteen lämpötilassa ja tällöin hiilikuitu irtaantuu. (13, s.93.)

4 Mitoitus

4.1 Mitoituksen peruseriaatteen

Palkkien mitoituksessa ja suunnittelussa käytetään perustana Eurocoodeja sekä kuormitusnormeja. Koska yleensä vahvistuksia suunnitellaan pääasiassa vanhoille rakenteille, tulee muistaa, että kuormitusnormit ovat saattaneet muuttua ajan saatossa. Kuva 4 havainnollistaa tätä hyvin. Vasemmalla puolella olevassa kartassa näkyy, millä suunnittelukuormilla on vuosina 1969–1998 lumikuorma käytetty. Oikean puoleinen kuva on puolestaan vuosilta 1955–1969. Tästä nähdään, että esimerkiksi Helsingissä lumikuormana on käytetty aluksi 100 kg/m² ja myöhemmin 180 kg/m². (7.)

Rakenteista saadaan niiden omapaino helposti selville. Mikäli on saatavilla vanhoja rakennepiirustuksia, selviää se niistä laskemalla. Jos ei ole piirustuksia saatavilla voidaan tehdä ulkoisia mittauksia, joilla pystytään selvittämään omapaino. Betonissa on saattanut vaihdella tilavuuspainot eri vuosina, mutta tämä ei kuitenkaan tuo merkittävää eroa rakenteiden painoihin.



Kuva 4 Lumikuormia 1969–1998 ja 1955–1969.(7)

Lumi- ja tuulikuormat ovat vaihdelleet ja onkin hyvä selvittää mitä normeja on rakennettaessa käytetty. Palkin vahvistusta suunniteltaessa tulee ottaa huomioon, että myös ympäröivät rakenteet ovat suunniteltu pienemmille kuomille.

Jos vahvistettavasta rakenteesta on olemassa vanhoja piirustuksia, löytyy näistä usein tiedot suunnittelussa käytetyistä hyötykuormista. Vanhoissa kuormitusnormeissa on hyötykuormat ilmoitettu paljon yksinkertaisemmin kuin nykynormeissa, joten myös käytetyt hyötykuormat on suhteellisen helposti selvitettävissä, kuten kuvasta 5 nähdään.

Kuormia vertaillaessa tulee kuitenkin muistaa, että menetelmät ja kertoimet kuormien laskemiseen ovat muuttuneet, joten vanhat kuormat eivät suoraan ole verrannolliset nykyisiin.

Taulukko 1 Hyötykuormien vähimmäisarvot

Kuormaryhmä	Kuorman vaikutussuunta ja -tapa			
	pystysuora		vaakasuora	
	pinta- kuorma kN/m ² (kp/m ²)	piste- kuorma kN (kp)	viiva- kuorma kN/m (kp/m)	piste- kuorma kN (kp)
Oleskelukuorma I	1,5 (150)	1,5 (150) ²⁾	0,4 (40)	0,3 (30)
–"– II	2,0 (200)			
portaat ja käytävät	2,5 (250) ¹⁾			
Kokoontumiskuorma	2,5 (250)			
portaat ja käytävät	4,0 (400)			
Tungoskuorma	4,0 (400)		0,8 (80)	
Tavarakuorma				
varasto- ja tuotanto- tilat	5,0 (500)	20 (2000)	0,4 (40)	0,3 (30) ³⁾
henkiläautojen suojat ja paikoitustasot	2,5 (250)	10 (1000)	–	5 (500) ⁴⁾
muut autosuojat ja paikoitustasot	4,0 (400)	20 (2000)	–	10 (1000) ⁴⁾
katto- ja välitasot, joiden liikennettä ei ole rajoitettu	10,0 (1000)	50 (5000)	–	25 (2500)

1) Asuntojen sisäisten portaiden pintakuormaksi saadaan otaksua 1,5 kN/m² (150 kp/m²).

2) Portaissa 2,0 kN (200 kp).

3) Mikäli tiloissa käytetään trukkikuormaa, on vaakasuuraksi pistekuormaksi otaksuttava 5 kN (500 kp).

4) Ei koske yhden auton syvyisiä yksikerroksisia suojia.

Kuva 5 Hyötykuormat vuoden 1976 rakentamismääräyskokoelmassa. (8)

4.2 Vanhan palkin tarkastelu

4.2.1 Taivutuskestävyys

Vahvistusta suunniteltaessa tulee myös selvittää olemassa olevan palkin maksimikestävyys. Tätä tietoa voidaan hyödyntää vahvistustavan valinnassa.

Vanhan palkin rakenteellisten mittojen ollessa tiedossa lasketaan ensiksi suora-kaide poikkileikkauksen suhteellinen korkeus β voimatasapainoehdon avulla. Tämä lasketaan kaavan 1 mukaan (9, s.201)

$$\beta = \frac{A_s}{b \cdot d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [1]$$

A_s on vetorausituksen poikkileikkauksen ala

b on puristuspinnan leveys

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

f_{yd} on vetorausituksen laskenta myötölujuus

f_{cd} on betonin laskenta puristuslujuus

Kaavassa 1 osa $A_s/b \cdot d$ on geometrinen raudoitussuhde ja koko lauseke on mekaaninen raudoitussuhde ω .

Seuraavaksi lasketaan palkin poikkileikkauksen suhteellinen momentti μ kaavalla 2 (9, s.201).

$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad [2]$$

Taivutuskestävyyden laskeminen vanhalle palkille onnistuu helposti kaavalla 3 (9, s.201)

$$M_{Rd} = \mu b d^2 f_{cd} \quad [3]$$

Koska taivutuksessa vetoraidoituksen on kerettävä myötäämään, ennen kuin betoni murtuu puristuspuolelta, tulee selvittää palkin suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo β_b (9, s.201). Tämän voi laskea kaavan 4 mukaisesti.

$$\beta_b = \frac{\lambda \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s1}} \quad [4]$$

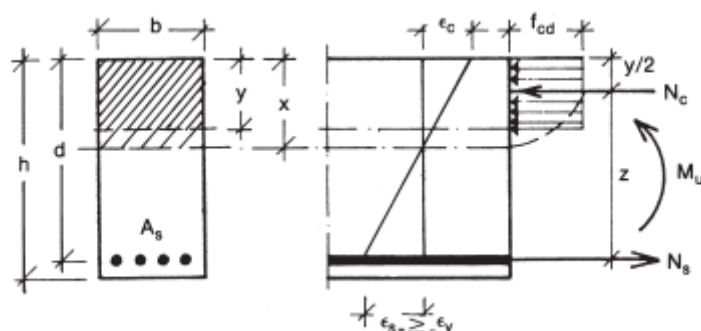
ε_{cu} on betonin murtopuristuma

ε_{s1} on vetoterästen myötövenymä

λ on puristusjännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus, oletetaan vakioksi 0,8

Palkkia vahvistaessa on yleensä sekä helpompi että edullisempi vahvistaa palkin alareunaa eli vetopuolta palkista. Tällöin vanhassa palkissa oleva puristuspuoli on rajallinen. Tämän vuoksi tulee tarkastaa, että $\beta \leq \beta_b$. Mikäli ne ovat saman suuruiset, tai todella lähellä toisiaan, on vahvistusta suunniteltaessa mietittävä joudutaanko puristuspuolta lisäämään, tai onko se ylipäättään mahdollista.

Teräsbetonirakenteiden poikkileikkaukseen ei saa sijoittaa enempää vetoraidoitusta kuin tasapainoraidoitus pelkässä taivutuksessa, jos raudoituksen venymälle käytetään arvoa ε_{yk} (10, s.35).



Kuva 6 Suorakaide poikkileikkaus sekä muodonmuutos- ja jännityskuvio

Vahvistustavan valinnan jälkeen on syytä tehdä nämä tarkastelut uudestaan.

4.2.2 Leikkauskestävyys

Palkin leikkauskestävyyttä määritettäessä saattaa olla suurempaa tulkinnanvara. Eri vuosikymmenien mitoitusohjeiden mukaan on saatu huomattavasti eri kestävyksiä leikkaukselle. Tätä on hyvin havainnollistanut Matti Leskelä kirjassa BY 210, jossa hän on laskenut samalle poikkileikkaukselle betoninormien ja Eurocode 2 mukaan kestävyudet. Taulukossa 1 näkyy Leskelän laskemat tulokset.

s (mm)	312	250	225	200
$V_{Rd,s}$ (kN)	189,1	236,0	262,6	295,0
$V_{Rd,BN}$ (kN)	238,4	257,2	267,7	280,8

Taulukko1 Leikkauskestävyyksien vertailu (9, s.265)

$V_{Rd,s}$ on laskettu Eurocode 2 mukaan ja $V_{Rd,BN}$ on laskettu betoninormien mukaan. Hakojen vaihteluväli s on 312–200 mm. Nämä erot selittyvät sillä, että ennen on luotettu paljon betonin omaan leikkauskestävyyteen, kun taas nykyisillä Eurocode-mitoituksilla ei lasketa leikkausraudoitetuissa poikkileikkauksissa betonille minkäänlaista leikkauskestävyyttä. (9, s.265). Myöskään työmaateknisesti ei ole kiinnitetty yhtä paljon huomiota betonin laatuun kuin nykyään. Tästä johtuen vanhoissa betonirakenteissa saattaa olla kohtia, jotka eivät ole lujittuneet kunnolla ja näin ollen siinä kohtaa ei ole juurikaan leikkauskestävyyttä.

EC 1992-1-1 mukaan leikkausraudoittamattoman leikkauskestävyys lasketaan kaavalla 5 (11, s.84)

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad [5]$$

C_{Rd} vakio joka määritetään $\frac{0,18}{\gamma_c}$, eli 0,12

k $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, jossa d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus millimetreinä

ρ_l $\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$

b_w poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella millimetreinä

Kaavassa 5 ei ole huomioitu betonin puristuksesta johtuvaa leikkauskestävyyden vähennystä.

Leikkausraudoitetun palkin leikkauskestävyyden saa selville valitsemalla pienempi arvo kaavoista 6 ja 7 (11, s.88).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad [6]$$

$$V_{Rd,max} = b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad [7]$$

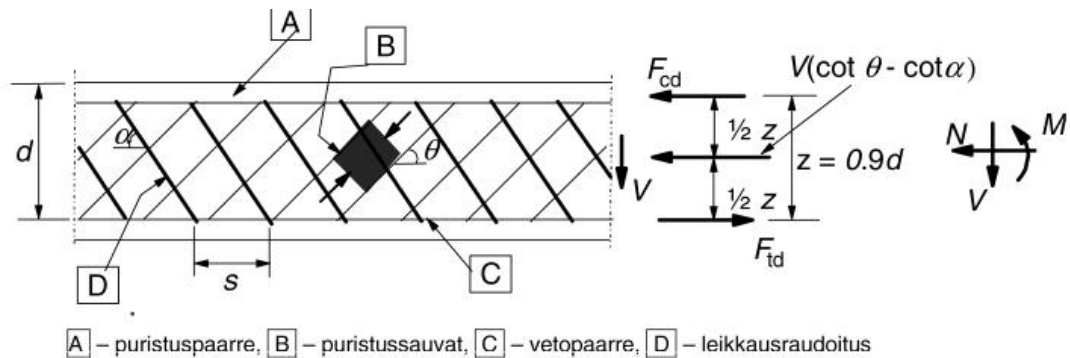
A_{sw} on leikkausraudoituksen poikkileikkausala

s on hakojen jakoväli

f_{ywd} on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

v_1 on leikkausvoimasta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin

- z on sisäinen momenttivarsi
- α on palkin leikkausraudoituksen ja palkin pituussuunnan akselin välinen kulma (katso kuva 8)
- θ on palkin puristussauvojen ja palkin pituussuunnan akselin välinen kulma (katso kuva 8)



Kuva 1 Leikkausraudoitettujen rakenteiden ristikkomalli (11, s.87)

Vaikka leikkausraudoitusta ei laskennallisesti tarvittaisi, laitetaan kuitenkin leikkausraudoitusta vähintään vähimmäisarvon mukaan, joitain poikkeuksia lukuun ottamatta (11, s.84). Vähimmäisleikkausraudoitus $\frac{A_{sw}}{s}$ saadaan kaavasta 8 (11, s.154).

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) \quad [8]$$

ρ_w on leikkausraudoitussuhde, jonka arvoksi valitaan vähintään $\rho_{w,min}$.

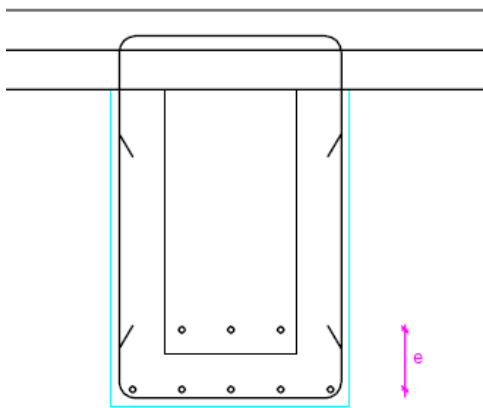
$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$$

Leikkaushakojen pituussuuntaisen jakovälin $s_{l,max}$ voi laskea kaavalla 9 (11, s.154)

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad [9]$$

4.3 Betonimantteli

Betonimanttelilla vahvistamisen suunnittelu on samanlainen kuin uuden palkin mitoitus. Vahvistus voidaan suunnitella uutena palkkina tai siten, että palkit toimivat yhdessä. Aloittelevalle suunnittelijalle on kannattavaa ajatella vahvistusta kokonaan uutena palkkina ja mitoittaa taivutusmitoituksessa kaikki kuormat vahvistuksen vetoraidoille. Vahvistuksesta riippuen vanhojen olemassa olevien rautojen ja uusien rautojen etäisyys e voi kasvaa suhteellisen suureksi, jolloin jotta vanhat raudat alkavat toimimaan on uusissa raidoissa täytynyt tapahtua suurta muodonmuutosta. Tätä on havainnollistettu kuvassa 8.



Kuva 2 Betonimantteli

Taivutusmitoitusta tehdessä tulee muistaa tarkastaa vanhan palkin puristuspuolen kestävyys ja tasapainoraidoitus. Puristumurtuma on hauras murtumatapa eikä tämä saa olla mitoittavana tekijänä. Jos palkkia joudutaan vahvistamaan yli-raudoittamalla, eli vetoraidoitus kestää enemmän kuin puristuspuoli, tulee tarkkaan tutkia, toimiiko esimerkiksi myös laatta puristuksessa. Tarvittaessa pitää palkin puristuspuolta vahvistaa lisäämällä pinta-alaa palkin yläpintaan.

4.3.1 Taivutusmitoitus

Kun vahvistukselle on valittu poikkileikkaus ja tiedetään mitoittava momentti, lasketaan suhteellinen momentti μ kaavasta 10 (9, s.202).

$$M_{Rd} = \mu b d^2 f_{cd} \quad [10]$$

- b on poikkileikkauksen leveys
- d on tehollinen korkeus, mitta puristetusta reunasta vetoraudituksen painopisteeseen

Tämän jälkeen selvitetään mekaaninen rauditussuhde β kaavalla 11 (9, s203).

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = \omega \quad [11]$$

Tällä saadaan laskettua tarvittava raudituksen ala A_s , kaava 12 (9, s.203).

$$A_s \geq \beta b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [12]$$

Vetorauditus valitaan sen mukaan, jonka kokonaisala ylittää arvon A_s .

4.3.2 Leikkaus

Myös vahvistuksen leikkauskestävyys lasketaan kuten uuden palkin.

Sisäisen momenttivarren z voidaan laskea kaavasta 13.

$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad [13]$$

Jos rakenteessa ei ole normaalivoimaa, voi yleensä käyttää arvoa $z = 0,9d$ (11, s.87).

Leikkausraudoitus $\frac{A_{sw}}{s}$ lasketaan kaavaa 6 käyttäen. Mikäli vahvistukseen laite- taan vertikaalista leikkausraudoitusta, käytetään kaavaa 14 (11, s.87).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z f_{swd} \cot \theta} \quad [14]$$

Minimileikkausraudoituksen saa laskettua kaavasta 8. Myös leikkausvoimasta aiheutuva lisävetovoima pääteräksille on tutkittava. Tämä voidaan laskea käyttämällä kaavaa 15 (11, s.89).

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad [15]$$

4.4 Teräksellä vahvistaminen

Palkkien vahvistaminen teräksellä on yleinen tapa vahvistaa. Teräksellä voidaan vahvistaa käyttämällä ulkoisia palkkeja tai liimaamalla lattateräksiä betoniin. Tässä käsitellään ulkoisten palkkien kiilausmenetelmää, koska teräksen ja hiilikuidun liimaus on pitkälti sama prosessi, jota käsitellään seuraavassa luvussa 4.5.

Kuvassa 1 on havainnollistettu erilaisia tapoja vahvistaa ulkoisilla palkeilla. Suunnittelijan kannalta tämä on helppo tapa. Aloittelevan suunnittelijan kannattaakin suunnitella vahvistus niin, että kaikki kuormat tulevat uusille palkeille. Tällöin ainoa ongelma on, kuinka saadaan teräs kantamaan ja toimimaan heti. Mitoitus noudattaa tässä tapauksessa uusien teräspalkkien mitoitusta. Tarvittava teräspalkkien kiilaus määritetään teräspalkin taipumasta.

Vaihtoehtoisesti voi myös mitoittaa vahvistuksen siten, että vanha betonipalkki lasketaan mukaan taivutuskestävyyteen. Näin saadaan teräsprofiilien kokoa pienennettyä huomattavasti.

Jos teräsprofiilit läpi pultataan, kuten kuvassa 1, siirtyvät kuormat vanhalta teräsbetoni poikkileikkaukselta uusille teräspalkeille pulttien avulla. Tällöin suurimmaksi haasteeksi tulee pulttien kestävyys.

4.5 Liimausvahvikkeet

Liimausvahvikkeilla vahvistamismateriaaleina voidaan käyttää teräslevyjä tai hiilikuitumateriaaleja. Liimausmenetelminä käytetään materiaalista riippuen:

- Puristusliimausta, käytetään sekä teräslevyille että nauhamaisille hiilikuiduille
- Injektointiliimaus, käytetään teräslevyille
- Laminointiliimaus, käytetään hiilikuitukankaille. (5, s.10.)

Kuvassa 9 on esitetty sekä teräksellä, että hiilikuitutuotteilla käytettäviä materiaallikertoimia.

<i>Suure</i>	<i>Merkintä</i>	<i>Teräslevy</i>	<i>Hiilikuitutuotteet</i>
Osavarmuuskerroin	γ_m	1,1	1,5
Ominaislujuus	f_k	235...355 N/mm ² (myötölujuus)	1600...3100 N/mm ² (murtolujuus)
Kimmomoduuli	E	210 000 N/mm ²	150 000...300 000 N/mm ²
Suppeuskerroin	ν	0,3	Tuotekohtainen
Tiheys	ρ	7850 kg/m ³	1600 kg/m ³
Lämpölaajenemiskerroin	α_t	$12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$	≈ 0

Kuva 3 Mitoituksessa käytettävät materiaaliarvot(5, s.21)

Hiilikuidusta riippuen sen ominaislujuus ja kimmomoduuli vaihtelevat, joten ne on syytä aina tarkastaa esimerkiksi tuottajan internetsivuilta. Tässä opinnäytetyössä keskityn hiilikuitutuotteiden mitoitukseen, mutta liimattavia teräsvahvikkeita koskevat samat laskentaperiaatteet.

4.5.1 Taivutusmitoitus

Seuraavat ovat taivutuksessa esiintyviä murtumistapoja:

- vahvikkeen tai betoniterästangon murtuminen
- betonin murtuminen puristuspuolelta
- hiilikuituvahvikkeen irtoaminen leveän leikkaushalkeaman kohdalla
- palkin leikkausmurto vahvikelevyn pään vieressä vahventamattomalla alueella
- vahvikelevyn irtoaminen päästään pintaa vastaan kohtisuorasta irrottavasta voimasta
- vahvikelevyn irtoaminen sen tartunnan tai betonipinnan tartuntavetolujuuden ylittyessä
- vahvikelevyn ja betonipinnan irtoaminen vetoterästankojen pintaa pitkin (5, s.22).

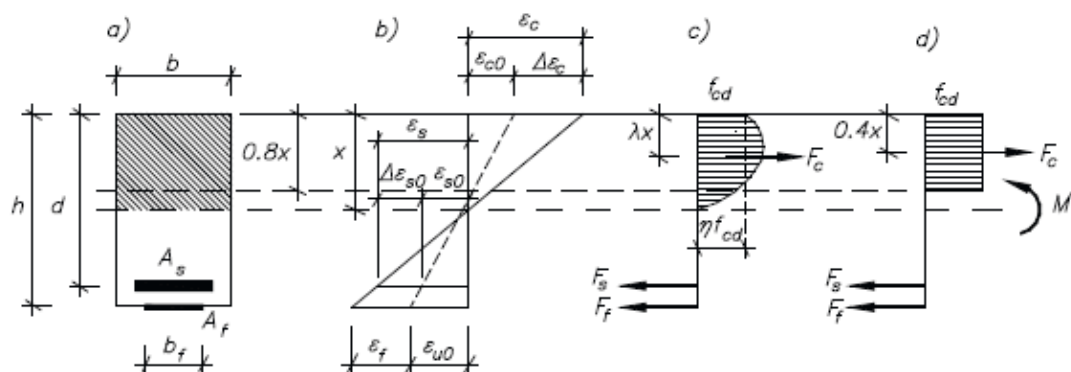
4.5.1.1 Murtumistilojen tarkastelu

Hiilikuitupoikkileikkauksen suuruutta voi arvioida käyttämällä kaavaa 16 (12, s.35).

$$A_f = \frac{\Delta M_{Rd}}{E_f \varepsilon_f (h - \delta_G x)} \quad [16]$$

A_f	hiilikuitulevyn pinta-ala
E_f	hiilikuidun kimmomoduuli, tarkastettava tuotekohtaisesti
ε_f	hiilikuidun muodonmuutos, venymä
$h-\delta_{GX}$	voidaan käyttää arvoa $0,9 \cdot h$, koska kyseessä on arvio
ΔM_{Rd}	alkuperäisen palkin ja tarvittava taivutuskestävyyden erotus

Kuvassa 10 on esitetty tavallisen teräsbetonipalkin poikkileikkaus kun se on vahvistettu hiilikuitunauhalla.



Kuva 4 Hiilikuituvahvistetun poikkileikkauksen muodonmuutokset ja voimaresultantit (12, s.36).

Kuvan 10 kohdassa b on esitetty tästä johtuvat muodonmuutokset, kohdassa c aiheutuneet voimat ja kohdassa d yksinkertaistus kohdasta c. Koska kyseessä on ainoastaan vetoraudoitettu poikkileikkaus, käytetään palkin laskennassa kaavoja 17, 18 ja 19. Mikäli poikkileikkauksessa on käytetty puristusraudoitusta myös, kuten Euroopassa on tapana, lasketaan poikkileikkaus FIB Bulletin 14 mukaan.

Hiilikuituvahvikkeen murtuminen

Voimatasapainoehdon mukaan $F_c = F_s + F_f$. Tämä voidaan kirjoittaa muotoon:

$$\lambda \eta f_{cd} b x = A_s f_y + \varepsilon_f E_f A_f.$$

Ensin selvitetään puristusvyöhykkeen korkeus x kaavalla 17 (12, s.38).

$$x = \frac{A_s f_y + \varepsilon_f E_f A_f}{\lambda \eta f_{cd} b} \quad [17]$$

A_s vetoraudituksen pinta-ala

f_y vetoraudituksen laskentalujuus

b teräsbetonipoikkileikkauksen paksuus

f_{cd} betonin laskentakuutiolujuus

λ vakio 0,8

η vakio 1

Betonin puristusmuodonmuutos tarkastetaan kaavalla 18 (12, s.44).

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_f + \varepsilon_{cu}}{\left(\frac{h}{x} - 1\right)} \quad [18]$$

$$\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$$

ε_{cu} betonin puristuma, 3,5‰

Tulee myös tarkastaa, että seuraava ehto täyttyy hiilikuidun halkeamisen osalta:

$$\varepsilon_{fd,ic} = 0,41 \sqrt{\frac{f_{cd}}{n E_f t_f}} \leq 0,9 \varepsilon_{fu}$$

n hiilikuitukerrosten määrä, hiilikuitukudoksessa

t_f hiilikuidun paksuus

ε_{fu} hiilikuidulle ilmoitettu venymä

Tämän avulla voidaan laskea taivutuskapasiteetti kaavalla 19 (12, s.38).

$$M = A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + \varepsilon_f A_f E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \quad [19]$$

d etäisyys puristuspinnan päältä vetorautoitukseen

h teräsbetonipoikkileikkauksen korkeus

Nyt voidaan laskea tarkasti hiilikuituvahvistuspoikkileikkauksen pinta-ala kaavalla 20 (12, s.38).

$$A_f = \frac{M_d - A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right)}{\varepsilon_f E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right)} \quad [20]$$

Kuten tässä opinnäytetyössä kohdassa 4.2.1 on todettu, ei myöskään hiilikuidun kestävyys saa ylittää betonin puristusjännitystä, jolloin betonin puristusrutto tapahtuisi. Tämän vuoksi tulee tarkastaa, että $\omega \leq \omega_{bal}$ toteutuu. Tämän voi tarkastaa käyttämällä kaavoja 21 ja 22 (12, s.28)

$$\omega_{bal} = \frac{\lambda}{1 + \frac{\varepsilon_f + \varepsilon_{u0}}{\varepsilon_{cu}}} \quad [21]$$

ε_{u0} omasta painosta johtuva muodonmuutos

$$\omega = \frac{A_s f_y + \varepsilon_f E_f A_f}{f_{cd} b h} \quad [22]$$

Betonin puristusmurtuma

Betonin puristusmurtuma tulee myös tarkastaa, tällöin kuituvahvistuksen venymä ei ole tiedossa. Kun vetoteräs on saavuttanut myötörajansa, voidaan käyttää kaavan 23 tasapainoyhtälöä (12, s.45)

$$\lambda f_{cd} b x = A_s f_y + \left(\frac{h-x}{x} \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{u0} \right) E_f A_f \quad [23]$$

Tästä puristuspuolelman suhteellinen korkeus x saadaan ratkaistua toisen asteen ratkaisukaavan avulla, jolloin termeiksi saadaan:

$$A = \lambda f_{cd} b$$

$$B = -A_s f_y + (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{u0}) E_f A_f$$

$$C = -\varepsilon_{cu} E_f A_f h$$

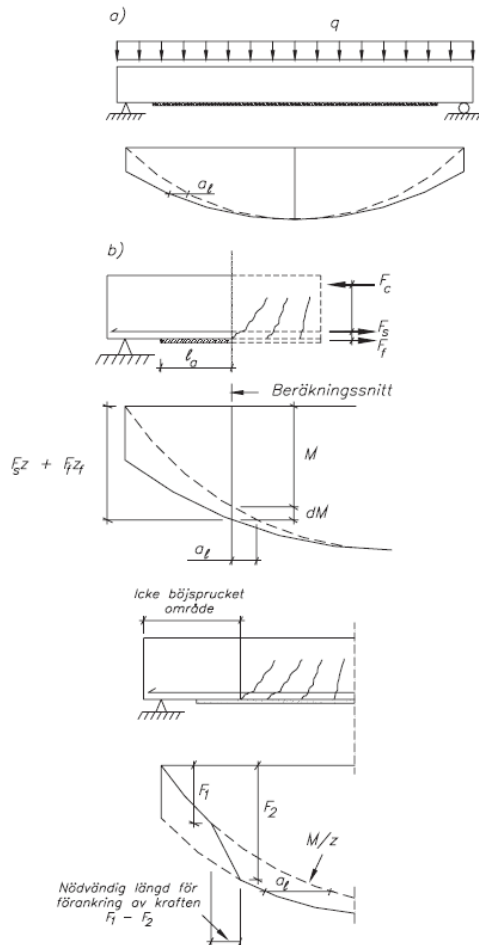
Tämän avulla voidaan laskea taivutuskapasiteetti kaavalla 24 (12, s.45).

$$M = A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + \left(\frac{h-x}{x} \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{u0} \right) A_f E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \quad [24]$$

Jos taivutuskapasiteetti on tiedossa, voidaan samasta yhtälöstä ratkaista hiilikuituvahvistuksen poikkileikkausala.

Ankkurointi

Hiilikuituvahvistuksen ankkuroinnin laskenta on olennainen osa vahvistuksen mitoittamista (kuva 11). Useimmiten riittää tarpeeksi pitkä ankkurointipituus, mutta joskus saatetaan tarvita mekaanisia ankkurointeja. Liimausvahvistuksien ankkuroinneissa on ensisijaisen ratkaisevaa betonin ominaisuudet ja laatu, sekä tehdyn liimaustyön onnistuminen. Oikein tehtynä vahvistustyönä on betoni aina heikoin lenkki, joka pettää ensin. Tämä tarkoittaa käytännössä sitä, että kuidun koko kapasiteettiä ei pystytä siirtämään palkille (12, s.45).



Kuva 5 Hiilikuituvahvistuksen ankkurointi (12, s.47)

Hiilikuidun siirtymä voidaan laskea kaavalla 25 (12, s.46).

$$a_l = 0,45d \quad [25]$$

Hiilikuituliimaukseen kohdistuva vetovoima lasketaan kaavan 26 mukaan (12, s.46).

$$F_f = \frac{M_{xa}}{0,9h} - F_s \frac{d}{h} \quad [26]$$

M_{xa} $M+dM$

M taivutusmomentti

dM leikkausvoimasta aiheutuva lisämomentti

Koska oletetaan tason pysyvän tasona taivutuksessa, voidaan todeta seuraavat:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_s \frac{h}{d}$$

$$F_s = \varepsilon_s E_s A_s$$

$$F_f = \varepsilon_f E_f A_f \quad (12, \text{ s.46})$$

Näin ollen voidaan kaava 26 kirjoittaa muotoon (12, s.48):

$$F_f = \frac{M_{xa}/0,9h}{1 + \frac{E_s A_s}{E_f A_f} \left(\frac{d}{h}\right)^2}$$

Ankkurointipituuden laskenta onnistuu kaavalla 27 (12, s.48).

$$l_{ef} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \quad [27]$$

f_{ctm} betonin vetolujuus, lasketaan Eurocode 2 mukaan

Kaavalla 26 laskettu voima hiilikuidussa ei saa ylittää arvoa $F_{f,e}$, joka saadaan laskettua kaavalla 28 (12, s.48).

$$F_{f,e} = \varepsilon_{f,x} A_f E_f \quad [28]$$

$$\varepsilon_{f,x} \leq \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}}$$

$$G_f = 0,03k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}$$

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1,0$$

Björn Täljsten suosittelee kirjassaan Kompositförstärkning av betong, ankkurointipituuden olevan vähintään 250 mm. Ankkurointipituus vaikuttaa myös etäi-

syyteen tuen ja hiilikuidun välillä. Yleensä tämä välimatka ei ole pitkä vahvenne-
tuissa palkeissa. Mitä suurempi on etäisyys tuelta hiilikuituvahvistuksen päähän,
sitä suuremmaksi kasvaa leikkausjännitys siinä. Tämän takia tämän etäisyyden
a tulisi olla pienempi kuin 100 mm (12, s.49).

Suurimman leikkausjännityksen pistekuormalle P, sekä jatkuvalle kuormalle q
voidaan laskea kaavoilla 29 ja 30 (12, s.50).

$$\tau_{max} = \frac{P}{2} \frac{G_a}{s E_c W_c} \frac{(2l+a-b_p)}{a+l} \frac{(a\lambda_2+1)}{\lambda_b^2} \quad [29]$$

$$\tau_{max} = \frac{q}{2} \frac{G_a}{s E_c W_c} \frac{(a^2+2al)\lambda_b+l}{\lambda_b^2} \quad [30]$$

jossa:

$$\lambda_b^2 = \frac{G_a b_f}{s} \frac{1}{E_f A_f} \frac{1}{E_c A_c} \frac{z_0}{E_c W_c}$$

Yksinkertaistuksen vuoksi todetaan, että normaalijännitys σ_y on yhtä suuri kuin τ_{xy} . Kuvassa 12 on esitetty tätä. Pääjännityksen σ_1 pitää olla pienempi kuin beto-
nin vetokapasiteetin f_{ctm} .

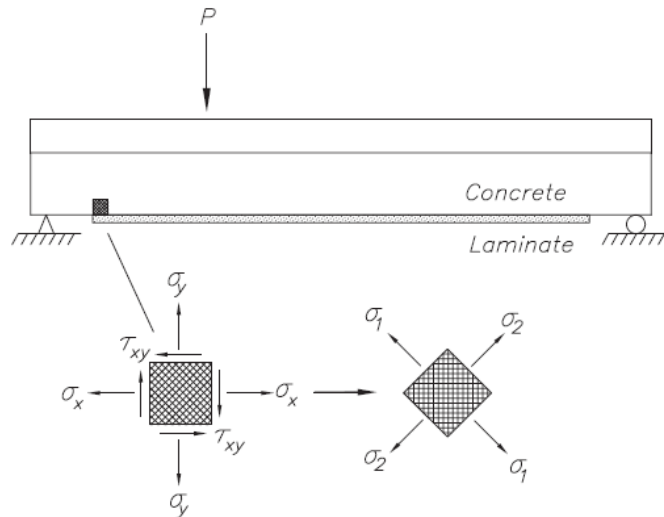
σ_1 lasketaan kaavalla 31 (12, s.50).

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2} \quad [31]$$

jossa:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_1} (h - y_0)$$

$$I_1 = I_c + (\alpha_s - 1)I_s + \alpha_f I_f$$

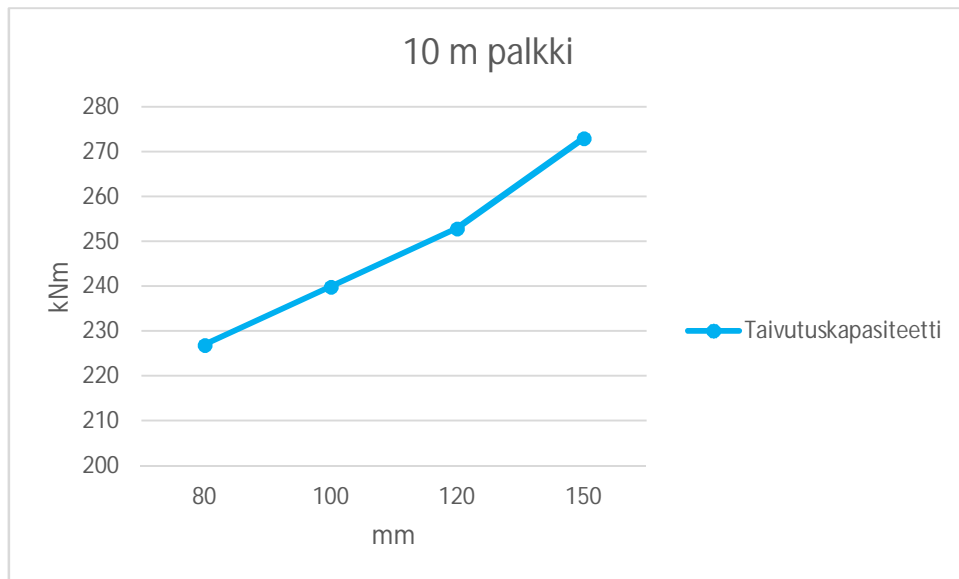


Kuva 6 Murtumistapa hiilikuidun päässä (12, s.52).

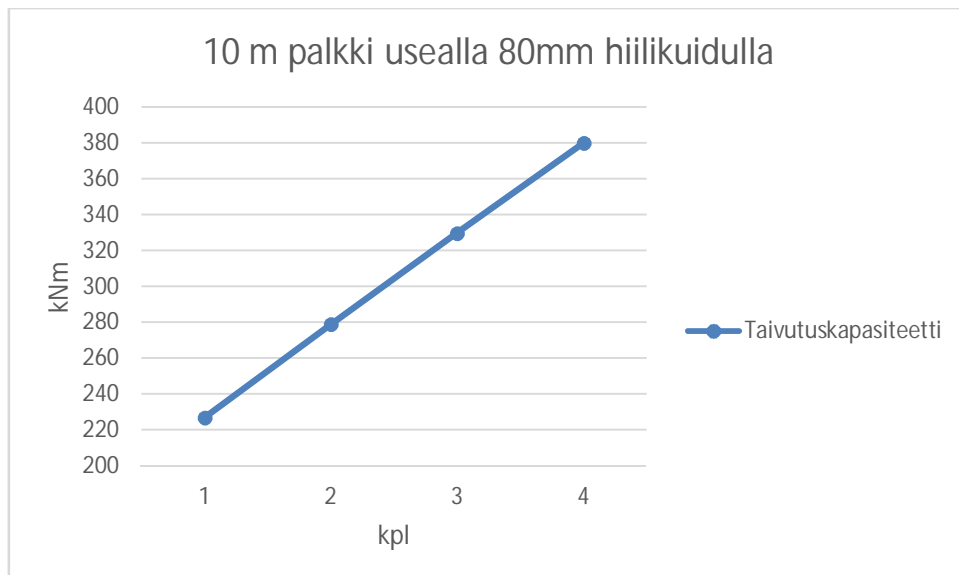
Palotilanne

Palotilanne on hiilikuituvahvistuksen kannalta vaikea. Itse hiilikuitu ei vaurioidu paljoakaan palossa, mutta liimat, joita käytetään, kestävät vain noin 55...65 °C lämpötilaa (12, s.93). Liima pehmenee ja lopuksi lasittuu ja menettää lujuutensa. Tämän takia palotilanteen suunnittelussa lähtökohtana kannattaa pitää sitä, että vanha palkki itsessään kestää palotilanteen kuormat. Jos näin ei ole, tulee tarkastella palonsuojauksen mahdollisuuksia. Yleisiä suojausmenetelmiä ovat ruis-kubetonointi ja erilaisilla eristeillä eristäminen.

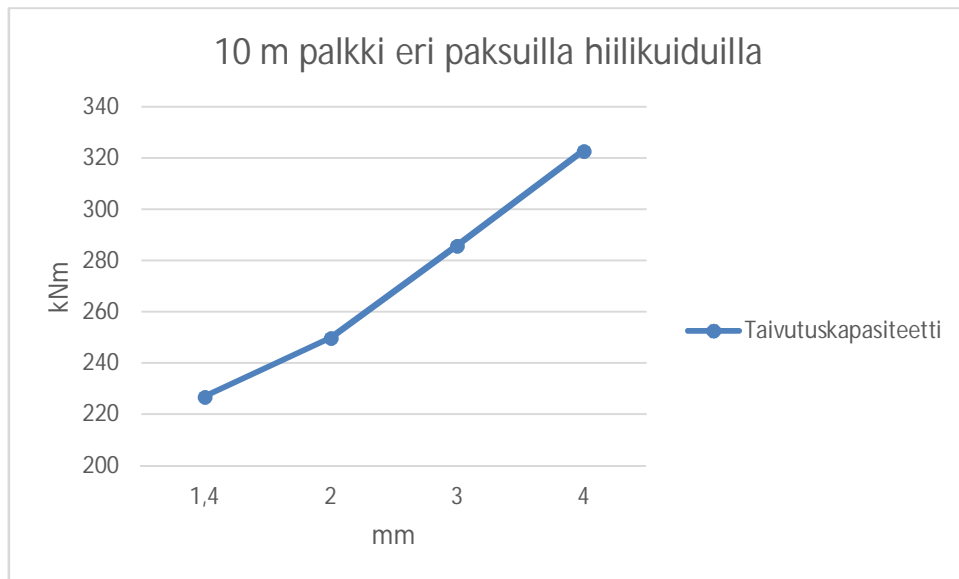
Kuvat 13-15 perustuvat työssä tehtyihin Excel-mitoituslaskelmiin.



Kuva 7 Hiilikuituvahvistuksien taivutuskapasiteetit eri levyisillä hiilikuiduilla.



Kuva 8 Taivutuskapasiteetit usealla hiilikuidulla.



Kuva 9 Taivutuskapasiteetit erilaisilla hiilikuitupaksuuksilla.

Kuvassa 13 on kuvattu 10 m pitkän palkin taivutuskapasiteettiä 80...150 mm leveillä nauhoilla. Kuvasta 14 nähdään päällekkäin liimattujen 80 mm leveiden nauhojen vaikutus taivutuskapasiteettiin ja kuvassa 15 muuttujana on hiilikuitunauhan paksuus, kun leveys on vakio 80 mm.

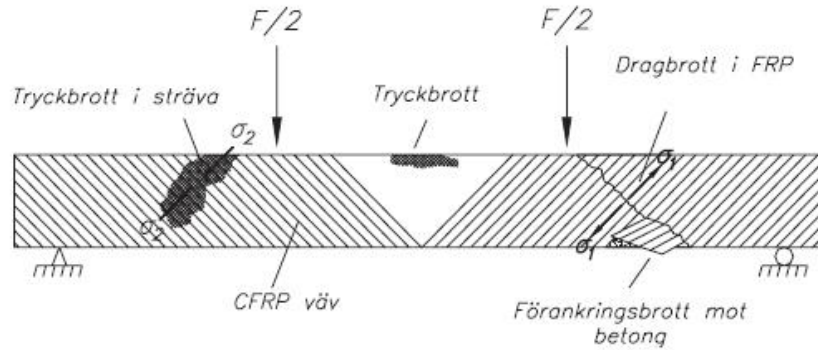
Kuvaajista nähdään hiilikuituvahvikkeen poikkipinta-alan suora vaikutus palkin taivutuskapasiteettiin. Monesti valmiit hiilikuitunauhatuotteet ovat 1,4 mm paksuja, joten nopealla aikataululla tämän muuttaminen saattaa olla hankalaa. Eri leveyksillä on kuitenkin mahdollista saada nauhoja. Mikäli suunniteltu vahvistus poikkeaa paljon vakiokoosta, 80x1,4 mm, voi nauhojen toimituksessa kestää huomattavan kauemmin aikaa, koska näitä ei välttämättä ole varastossa. Myöskin materiaali- sekä toimituskustannukset nousevat tällöin. Suunnittelijan kannattaa rajatapauksissa ottaa kohteen muut asiat huomioon, kuten aikataulu sekä budjetti.

4.5.2 Leikkausmitoitus

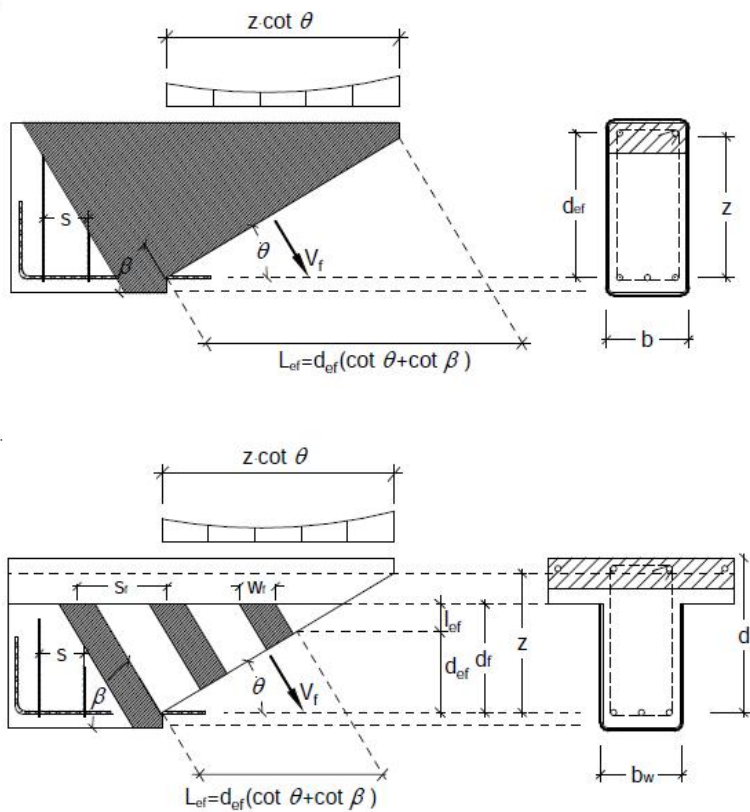
Liimattavilla hiilikuituvahvistuksilla voidaan myös vahvistaa palkin leikkauskestävyyttä. Tämä voidaan tehdä, joko liimaamalla hiilikuitua koko palkin ympärille (W-vahvistus) tai kolmelta puolelta liimaamalla (U-vahvistus), kuten kuvassa 17 on esitetty. Murtotavat leikkausvahvistetussa palkissa ovat:

- leikkausmurto hiilikuidussa

- betonin puristusmurto
- ankkuroinnin pettäminen
- betonin puristusmurto puristusdiagonaalissa (12, s.63).



Kuva 10 Murtotavat leikkausvahvistetussa palkissa



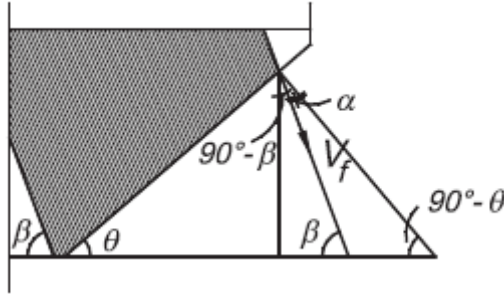
Kuva 11 Leikkausvahvistettu palkki

Leikkauskapasiteetin vahvistukselle voi laskea kaavalla 32 (12, s.69).

$$V_{Rd,f} = A_f \varepsilon_{fd} E_{fd} L_{ef} \sin \beta_f \cos^2 \alpha \quad [32]$$

β_f hiilikuidun kulma suhteessa palkin pituusakseliin

α $\theta + \beta - 90$, kuva 18



Kuva 12 Hiilikuituvahvistuksen kulmat

Hiilikuidun tehokkaan pituuden L_{ef} voi laskea käyttäen kaavaa 35 (12, s.70).

$$L_{ef} = d_{ef}(\cot\theta + \cot\beta_f) \quad [35]$$

Tässä tehollinen korkeus d_{ef} lasketaan seuraavasti:

$$d_{ef} = \begin{cases} z = 0,9d & \text{vahvistukselle } W \\ \min(z; d_f - l_{ef}) & \text{vahvistukselle } U \end{cases}$$

Ankkurointipituus l_{ef} voidaan laskea kaavalla 36 (12, s.70).

$$l_{ef} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \quad [36]$$

Kuidun muodonmuutokseksi ϵ_{fd} valitaan pienempi luvuista $\epsilon_{fb,d}$ ja $\epsilon_{fu,d}$. Nämä lasketaan kaavoilla 37 ja 38.

$$\epsilon_{fu,d} = \frac{\epsilon_{fu}}{\gamma_m} \quad [37]$$

$$\epsilon_{fb,d} \leq \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}} \quad [38]$$

$$G_f = 0,03k_b\sqrt{f_{ck}f_{ctm}}$$

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - w_f/s_f}{1 + w_f/s_f}} \geq 1,0$$

Jos käytetään vahvistus tapaa W on $w_f/s_f=1$, muutoin tulee olla $w_f/s_f \geq 0,33$.

5 Kustannustarkastelu

Tässä osassa opinnäytetyötä esitellään kustannuseroja eri menetelmien välillä. Opinnäytetyössä tehdään kustannuslaskemat jokaisesta menetelmästä sekä käydään työmaalla katsomassa eri työvaiheita. Jokaisessa kohteessa on omat erityispiirteensä ja haasteensa, joita on vaikea ottaa huomioon yleisiä laskelmia tehtäessä.

5.1 Hiilikuitu

Hiilikuituvahvistuksia tehtäessä työ on nopeaa ja helppoa. Alustavina töinä on palkin puhdistus ja tasoitus liimattavan alueen kohdalta. Pinnan tulee olla täysin tasainen sekä puhdas, jotta liima tarttuu hyvin. Jos betonipinnassa on epätasaisuuksia, näitä tasoitetaan epoksiliimalla, joka lisää liiman menekkiä ja pidentää liimaustyötä. Hiilikuituvahvistuksia voidaan tehdä helposti ahtaissa tiloissa purkamatta ympäröiviä rakenteita. Hiilikuitu on herkkä mekaaniselle vaurioitumiselle, joten se ei välttämättä sovellu pinnoille, jotka jäävät esille ja joissa on vaara vaurioitumiselle. Jos on mahdollista, voidaan hiilikuituja suojata vaurioitumiselta. Tämä ei kuitenkaan aina ole mahdollista.

Toinen suuri ongelma on palotilanne. Epoksiliima pettää palotilanteessa ensimmäisenä, joten suunnittelussa vanhan palkin tulee itse kestää palotilanteen kuormat. Jos vanha palkki ei kestä, tulee selvittää onko mahdollista palosuojata hiilikuituvahvistuksia, jotta se voidaan laskea mukaan palotilanteeseen. Usein tämä on hankalaa, koska eristävää villaa tulee niin paljon. Käytännössä palkeissa, jotka jäävät näkyviin, paloeristäminen on mahdotonta.

5.2 Manttelointi

Manttelointi on varmasti tutuin menetelmä urakoitsijoille, koska työmenetelmät ovat lähes samat kuin paikallavaletussa palkissa. Mantteloinnissa on kuitenkin monia erityispiirteitä ja hankaluuksia, joita ei tavallisessa paikallavalupalkissa ole. Suurimmat hankaluudet aiheutuvat yleensä ahtaista tiloista. Se hidastaa työn etenemistä, varsinkin jos joudutaan purkamaan paljon ympäröiviä rakenteita mantteloinnin tieltä. Tämän vuoksi on hankala arvioida yleisellä tasolla kustannuksia.

Alustavina töinä on vanhasta palkista mahdollisen rappauksen irrotus, betonipinnan karhennus ja puhdistus. Myös mahdollisten ympäröivien rakenteiden purku tulee suorittaa tässä vaiheessa. Jos näitä töitä joudutaan tekemään paljon, vie tämä paljon aikaa ja se näkyy kustannuksissa. Tämän jälkeen tehdään muotit ja raudoitukset sekä porataan valuaukot. Tämän työvaiheen tehokkuus riippuu todella paljon kohteen tilasta. Mikäli kohteessa on todella ahdasta vaikuttaa tämä myös valun aikatauluun ja kustannuksiin. Myös työnaikainen tuenta tulee vaikuttamaan kustannuksiin.

Työteknisesti betonimanttelin tekeminen on huomattavasti hitaampaa ja monivaiheisempaa kuin hiilikuidun liimaaminen. Hyvin suunniteltuna ja aikataulutettuna ei tämäkään tapa ole huono. Kokonaisuudessaan tämä on varmempi tapa varmistaa, kuin hiilikuidulla, koska tästä on paljon enemmän kokemusta ja varmuutta. Tilan ahtaudet ja rakenteiden purkutyöt lisäävät kuitenkin nopeasti työn kustannuksia ja aikataulua.

5.3 Teräspalkeilla vahvistaminen

Teräspalkeilla vahvistamista rajoittaa myöskin tila. Teräsprofiileilla vahvistaminen on erittäin varma tapa vahvistaa palkkeja. Suurimmat kustannukset aiheutuvat itse palkkien hinnasta. Toinen merkittävä kustannustekijä on palkkien tuennat kantaviin rakenteisiin. Mikäli tila on ahdas tai liitokset muuten vaikeita toteuttaa, vaikuttaa tämä luonnollisesti kustannuksiin, koska asennustyö hidastuu huomattavasti. Mikäli profiilit kiinnitetään pulteilla vanhaan palkkiin, hidastuu työ hieman. Jos joudutaan käyttämään kiiloja teräspalkin ja vanhan palkin välissä, yleensä

tämä väli myös betonoidaan, joten tämä tuottaa myös lisäkustannuksia, jotka tulee ottaa huomioon.

5.4 Kustannusvertailu Excel-laskentataulukkoja käyttäen

Osana tätä työtä tehtiin jokaisesta menetelmästä kustannuslaskenta-Excel. Exceleissä valitaan vanhan palkin lähtötiedot ja sen jälkeen valitaan haluttu vahvistusmenetelmä sekä sen tarkemmat tiedot. Excel laskee tämän jälkeen materiaalitietojen mukaan aiheutuvat työmenekit. Exceliin voi syöttää haluamansa työmenekkiyksiköt. Nämä on ilmoitettu usein työntekijätunti neliötä tai kilogrammaa kohden. Laskelmissa on käytetty RATU-korteista saatuja työmenekkiarvoja. Näitä menekkejä on korjattu lisäaikakertoimella, joka löytyy kyseisistä korteista. Laskelmaan on asetettu kuhunkin työhön oletettu työryhmä. Näitä voi halutessa muokata kuten haluaa. Työntekijöiden hinta työntekijätuntia kohden on otettu Klara.net-kustannusohjelmistosta. Näitä voi myös halutessaan muokata. Nämä hinnat ovat vuoden 2013 hinnoilla, joten hintoja on korjattu Haahtela-indeksillä.

Exceleiden lähtökohtana on, että kustannuksissa ei oteta huomioon mahdollisia purkutöitä, joita joutuu korjauskohteessa tekemään.

Tarkastelussa on ensin 10 metrin palkki, jonka korkeus on 0,6 metriä ja leveys 0,25 metriä. Mitoittavaksi taivutuskuormaksi on valittu 300 kNm. Käyttämällä mitoitus-Exceleitä saadaan tarvittava rauditus. Palkkiin tulee kolmelle sivulle 100 mm betonimantteli. Yhden palkin manttelointikustannukseksi tulee näin noin 1800 €. Vastaavasti samoilla arvoilla teräsvahvistus mitoitettuna, maksaa noin 5300 €. Tässä palkki on vahvistettu yhdellä HEA 280 palkilla. Mikäli halutaan vahvistaa kahdella teräspalkilla, vanhan palkin molemmin puolin, riittää HEA 220 palkit ja hinnaksi tulee noin 6800 €. IPE 300 palkkeilla kustannus on noin 5800 €.

Jos vahvistustarve on taipumalle, ei teräsprofiileilla vahventaminen ole pitkällä jänneväleillä hyvä vaihtoehto kustannusten kannalta. Profiilit ovat tällöin huomattavasti raskaampia ja näin ollen maksavat paljon enemmän. Esimerkkinä samoilla arvoilla laskettuna joudutaan käyttämään IPE 450 palkkeja, jolloin pelkkien palkkien hinta on noin 9600 € ja koko kustannus noin 10300 €. Laskelmissa taipumassa ei ole huomioitu teräsprofiilien ja vanhan palkin yhteistoimintaa, jos tätä

saadaan optimoitua, voidaan todennäköisesti käyttää hieman pienempää profiilikokoa. Kustannus on joka tapauksessa huomattavasti korkeampi.

Mikäli halutaan vahvistaa U-palkeilla, jotka läpi pultataan, tulee kustannukseksi noin 5500€ kahdella UNP 280 palkilla. Tähän ei ole laskettu pulttien hintaa mukaan, joka tietenkin vaikuttaa hintaan.

Näitä laskelmia on esitetty taulukoissa 2 - 10.

Mantteli	HEA280	2x HEA220	2x IPE300	2x UNP280	Hiilikuitu
1800 €	5300 €	6800€	5800€	5500€	3500€

Taulukko 2: 10 metin palkin eri vahvistusmenetelmät kustannukset. 300 kN.

Samalla menetelmällä tarkastelen erilaisia pituus- sekä kuormavaihtoehtoja.

Mantteli	HEA280	2x HEA220	2x IPE300	2x UNP280	Hiilikuitu
1500 €	4000 €	5300 €	4500 €	4400 €	2600 €

Taulukko 3: 7,5 metrin palkki, 300 kN.

Mantteli	HEA280	2x HEA220	2x IPE300	2x UNP280	Hiilikuitu
1200 €	2700 €	3500 €	3000 €	3000 €	1700 €

Taulukko 4: 5 metrin palkki, 300 kN.

Mantteli	HEA240	2x HEA200	2x IPE240	2x UNP240	Hiilikuitu
1800 €	4300 €	5900 €	4500 €	4800 €	2300 €

Taulukko 5: 10 metrin palkki, 200 kN.

Mantteli	HEA240	2x HEA200	2x IPE240	2x UNP240	Hiilikuitu
1500 €	3300 €	4500 €	3400 €	3700 €	1750 €

Taulukko 6: 7,5 metrin palkki, 200kN.

Mantteli	HEA240	2x HEA200	2x IPE240	2x UNP240	Hiilikuitu
1200 €	2200 €	3000 €	2300 €	2500 €	1200 €

Taulukko 7: 5 metrin palkki, 200 kN.

Mantteli	HEA200	2x HEA140	2x IPE200	2x UNP240	Hiilikuitu
1700 €	3200€	3600 €	3400 €	4800 €	1160 €

Taulukko 8: 10 metrin palkki, 100 kN.

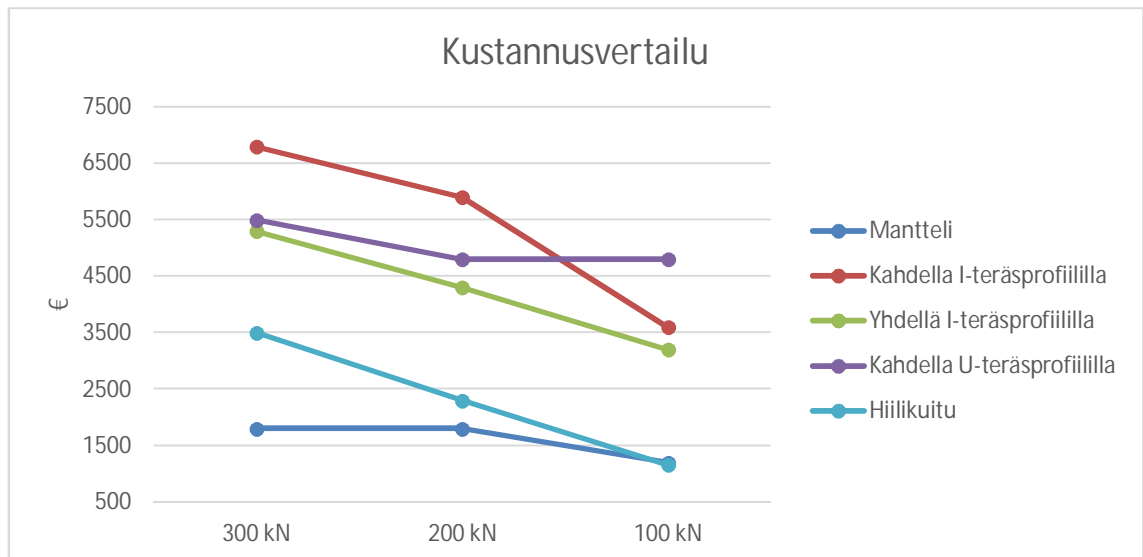
Mantteli	HEA200	2x HEA140	2x IPE200	2x UNP240	Hiilikuitu
1400 €	2400 €	2800 €	2600 €	4800 €	870 €

Taulukko 9: 7,5 metrin palkki, 100 kN.

Mantteli	HEA200	2x HEA140	2x IPE200	2x UNP240	Hiilikuitu
1200 €	1700 €	1900 €	1800 €	4800 €	580 €

Taulukko 10: 5 metrin palkki, 100 kN.

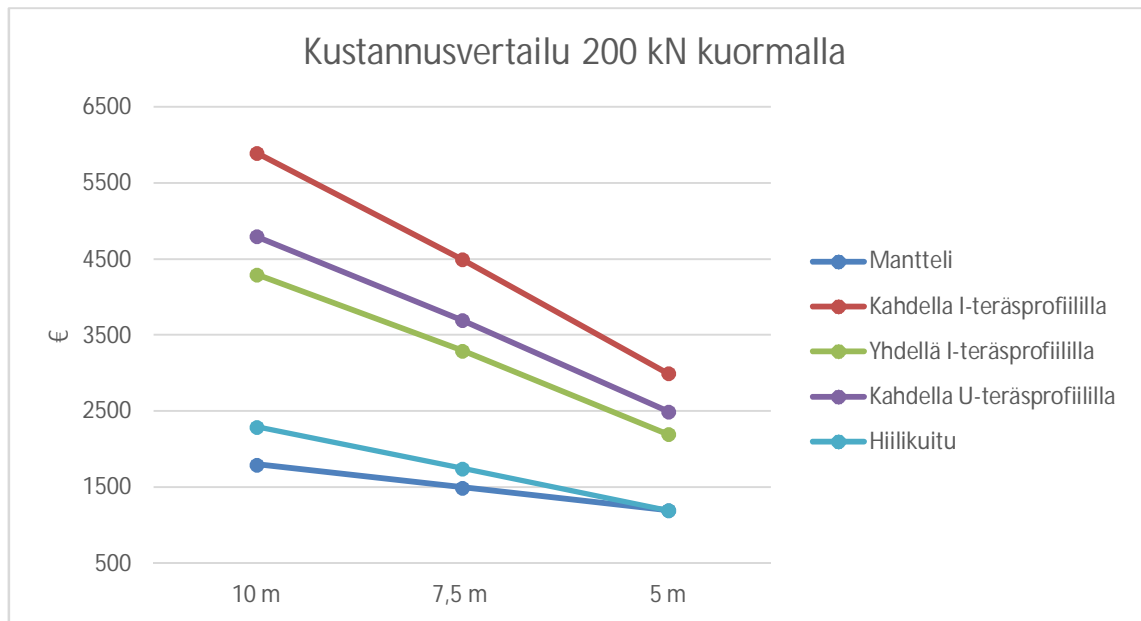
Kuvassa 19 on otettu esimerkkinä 10 metrin palkin vahvistamisen kustannukset eri kuormilla.



Kuva 13 Kustannusvertailu esimerkki 10 m palkista

Kuvasta havaitaan hyvin kuinka tässä tapauksessa hiilikuituvahvistuksen ja yhdellä I-profiililla vahventamalla ovat kustannuskehitykseltään samankaltaiset, erona onkin teräksen kalliimpi materiaalikustannus. Kahdella I-teräsprofiililla vahvistettaessa puolestaan pienemmällä kuormalla pystytään palkkien kokoa pienentämään niin paljon, että kustannus on huomattavasti alhaisempi kuin isoilla kuormilla.

Kuvassa 20 puolestaan on esitetty kustannuskehityksiä samalla kuormituksella, mutta eri palkkien pituuksilla.



Kuva 14 Kustannusvertailuesimerkki 200 kN kuormalla

Luonnollisesti kun vahvistettava pituus vähenee, myös kustannukset pienenevät. Kuva kuitenkin havainnollistaa hyvin sen, kuinka pitkillä jänneväleillä teräsprofiileilla vahvistaminen on huomattavan paljon kalliimpaa.

5.5 Päätelmiä kustannustarkastelusta

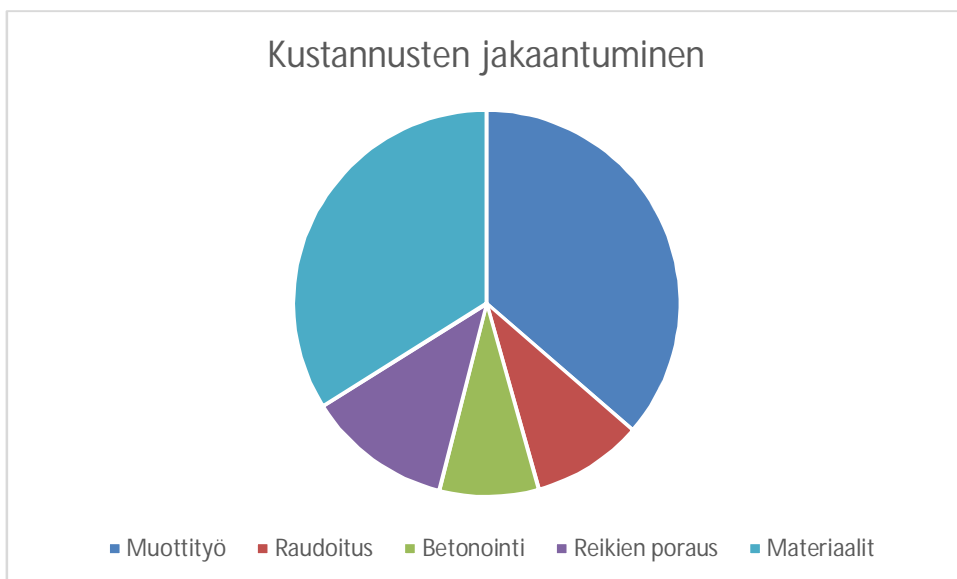
Nopeasti taulukoita vilkaisemalla tulee mieleen, että teräspalkeilla vahventaminen on todella kallista verrattuna muihin kahteen menetelmään. Täytyy kuitenkin korostaa, etteivät vertailuissa esitetyt hintatiedot ole tarkkoja eivätkä lopullisia. Korjausrakennustyömaalla on paljon muitakin seikkoja, jotka vaikuttavat töiden kustannuksiin. Erityisesti betonimantteloinnin kustannukset ovat todellisuudessa huomattavan paljon suuremmat, työajasta johtuen. Myöskään hiilikuituvahvistuksista ei ole tarkkoja hintatietoja. Tiedot perustuvat maahantuojaan Sto:n asiantuntijan antamiin tietoihin.

Teräksen kilohintana on käytetty neljää euroa. Tämä on arvio siitä hinnasta, minkä palkki saa, kun se on käynyt konepajalla. Arvioon sisältyy palkkeihin porattavat reiät, kiinnityspalat ja niin edelleen. Paljosuojamaalaus ei kuitenkaan kuulu tähän, joten se on otettava huomioon kustannuksissa erikseen.

Teräspalkeilla vahventaminen on suhteellisen nopea tapa toteuttaa. Ongelmallisinta on, kuinka helposti palkkien päät saadaan kiinnitettyä. Tämä on hyvin tapauskohtaista, joten sitä ei ole huomioitu laskelmissa. Suurin yksittäinen kustannus on palkki itsessään, joka näkyy hyvin kuvassa 21. Kuvassa 22 on vastaavasti kuvattu betonimantteloinnin kustannusten jakaantumista. Kuvat perustuvat kustannuslaskenta-Exceleihin. Koska teräsprofiililla vahventamisen kustannus koostuu suurelta osin teräsprofiilista, on suunnittelijalla huomattavasti suurempi mahdollisuus vaikuttaa työn kustannukseen kuin betonimanttelissa.



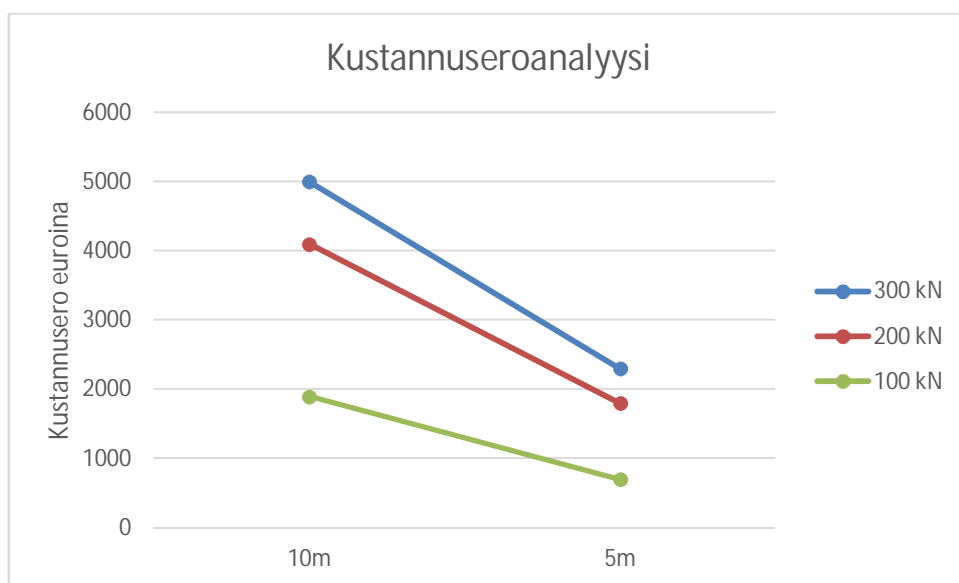
Kuva 15 Kustannusten jakautuminen teräsprofiileilla



Kuva 16 Kustannusten jakaantuminen betonimanttelilla

Betonimanttelointi on huomattavasti halvempi toteuttaa. Tämä on kuitenkin vain itse mantteloinnin kustannus. Kun tarkastellaan työaikamenekkejä, esimerkiksi 10 metrin palkin vahvistaminen yhdellä HEA280 palkilla kestää noin 17 työntekijätuntia, kun taas betonimanttelointi kestää noin 32 työntekijätuntia. Kyseessä on vain työn kesto, lisäksi betonin kuivumisessa menee aikaa ja tällöin pitää olla työnaikaiset tuet paikoillaan, joka tarkoittaa, että alapuolisissa tiloissa ei tehdä muita töitä samanaikaisesti. Tämän lisäksi betonimanttelointi tarvitsee paljon tilaa muottitöiden tekemiselle sekä työnaikaisia tukia varten. Betonimantteloinnissa on paljon erilaisia työvaiheita, kuten muottityö, raudoitus, betonointi ja reikien poraus, jotka vaativat huolellista aikataulutusta ja suunnittelua työmaalta, jotta työ saadaan mahdollisimman tehokkaasti tehtyä.

Muutama huomio nousee myös esille kustannuksia tarkasteltaessa. Otetaan tarkasteluun 10 ja 5 metrin palkit, ja vahventaminen kahdella teräspalkilla sekä betonimanttelilla. Kun kuormana on 300 kN, niin 10 metrissä näiden kustannusero on 5000 €, kun taas 5 metrissä 2300 €. Kun momenttina on 200 kN, ero on 10 metrissä 4100 € ja 5 metrissä 1800 €. 100 kN momentilla erot ovat 1900 € ja 700 €. Tästä huomataan, että mitä lyhempi palkki on kyseessä, sitä pienempi on kustannusten ero näiden menetelmien välillä. Myös kun kuormitus pienenee, kustannusero pienenee huomattavasti. Tätä on havainnollistettu kuvassa 23.



Kuva 17 Kustannusero vertailu betonimanttelin ja teräsprofiilin välillä

Kun on pitkä palkki, jota joudutaan vahventamaan isolle kuormalle, on betonimantteli kannattavampi vaihtoehto. Pienellä kuormilla vahvistusten hinnanero on niin pieni, että kannattaa vain valita mahdollisimman nopea ja tehokas menetelmä, joka usein on joku muu kuin betonimantteli.

Päätöksiä tehdessä tulee kuitenkin aina ottaa huomioon jokaisen kohteen yksilölliset ominaisuudet ja ongelmakohdat. Kuten jo kohdassa teräspalkeilla vahvistaminen todettiin, kohde voi olla sellainen, että teräspalkeilla vahvistaminen ei edes ole mahdollista. Tällöin pitää tarkoin tarkastella palotilannetta, mikäli hiilikuituvahvistaminen on mahdollista, on tämä todennäköisesti nopein ja halvin tapa toteuttaa vahvistus.

Opinnäytetyöntyön ohella pääsin käymään yhdellä työmaalla, jossa pohdittiin palkkien vahvistamista joko hiilikuidulla tai betonimanttelilla. Tällä työmaalla työmaainsinööri koki suurimmaksi ongelmaksi betonimanttelissa sen, että ympäröiviä rakenteita, joita oli suunniteltu säilytettäväksi, tulisi purkaa. Tämä vie edelleen lisää aikaa ja kustannuksia. Kohteessa tutkittiin hiilikuituvahvistamisen mahdollisuutta, mutta palotilanteessa vanha palkki ei kestänyt kuormia, sekä todettiin paloeristyksen olevan liian haasteellista. Tässä on hyvä esimerkki siitä, että päätökset eivät koskaan ole yksiselitteisiä ja päätöksiä tehdessä tulee kaikki näkökulmat selvittää hyvissä ajoin ja huolella. Näin säästytään sekä turhilta suunnittelukustannuksilta että toteutusvaiheen yllätyksiltä.

6 Yhteenveto

Opinnäytetyössä tehtiin katsaus teräsbetonipalkkien vahvistamiseen mitoituksen ja kustannusten osalta. Työtä apuna käyttäen suunnittelijan on helpompaa valita kohteisiin sopivimmat vahvistusmenetelmät sekä perustella valintaansa. Työstä käy myös ilmi mahdolliset vaikeudet, joita eri menetelmissä voi esiintyä ja jotka tuottavat lisäkustannuksia.

Työn kustannusvertailu hiilikuituvahvistuksen osalta jäi hieman vaillinaiseksi, koska ainoa hintatieto, joka näistä oli saatavilla, oli valmistajan ilmoittama 100 €/m. Tarkempia tietoja ei valmistaja ei halunnut ilmoittaa. Hintatieto koski vain 80 mm leveää hiilikuitukaistaa. Myöskin työmaan antamat tiedot ja näkökulmat jäivät

vähäisiksi, koska opinnäytetyön aikana ei ollut kuin yksi kohde, jossa tehtiin palkkien vahvistuksia.

Suunnittelijan kannalta ongelmallisin vaihtoehto on hiilikuidulla vahvistaminen, koska tästä on todella vähän suomenkielisiä ohjeistuksia olemassa eikä standardoitua eurokoodia. Vahvistuksia suunnitellessa tuleekin turvautua Björn Täljstenin teoksiin sekä FIB Bulletin 14 ohjeeseen. Kyseisessä menetelmässä on myös eniten asioita, joita suunnittelijan tulee huomioida.

Työtekniseltä kannalta taas teräsbetonimanttelointi tuottaa eniten ongelmia. Tämä johtuu sen monista eri työvaiheista, jotka vaativat eri työmiehiä ja paljon aikaa. Myös muotin tekeminen valettavalle palkille voi ahtaissa tiloissa aiheuttaa ongelmia ja lisäkustannuksia.

Kuvat

- Kuva 1. Korjausperiaate ja korjaustapa s. 9
Kuva 2. Teräsprofiileilla palkin vahventaminen s. 12
Kuva 3. Eri materiaalien jännitys ja muodonmuutos vertailua s. 13
Kuva 4. Lumikuormia 1969–1998 ja 1955–1969 s. 15
Kuva 5. Hyötykuormat vuoden 1976 rakentamismääräyskokoelmassa s. 16
Kuva 6. Suorakaide poikkileikkaus sekä muodonmuutos- ja jännityskuvio s. 18
Kuva 7. Leikkausraudoitettujen rakenteiden ristikkomalli s. 21
Kuva 8. Betonimantteli s. 22
Kuva 9. Mitoituksessa käytettävät materiaaliarvot s. 25
Kuva 10. Hiilikuituvahvistetun poikkileikkauksen muodonmuutokset ja voimare-sultantit s. 26
Kuva 11. Hiilikuituvahvistuksen ankkurointi s. 30
Kuva 12. Murtumistapa hiilikuidun päässä s. 33
Kuva 13. Hiilikuituvahvistuksien taivutuskapasiteetit eri levyisillä hiilikuiduilla s. 34
Kuva 14. Taivutuskapasiteetit usealla hiilikuidulla s. 34
Kuva 15. Taivutuskapasiteetit erilaisilla hiilikuitupaksuuksilla s. 35
Kuva 16. Murtotavat leikkausvahvistetussa palkissa s. 36
Kuva 17. Leikkausvahvistettu palkki s. 36
Kuva 18. Hiilikuituvahvistuksen kulmat s. 37
Kuva 19. Kustannusvertailu esimerkki 10 m palkista s.43
Kuva 20. Kustannusvertailuesimerkki 200 kN kuormalla s. 44
Kuva 21. Kustannusten jakautuminen teräsprofiileilla s.45
Kuva 22. Kustannusten jakaantuminen betonimanttelilla s. 45
Kuva 23. Kustannusero vertailu betonimanttelin ja teräsprofiilin välillä s.46

Taulukot

- Taulukko 1. Leikkauskestävyyksien vertailu s. 18
Taulukko 2. 10 metin palkin eri vahvistusmenetelmät kustannukset. 300 kN s. 40
Taulukko 3. 7,5 metrin palkki, 300 kN s. 40
Taulukko 4. 5 metrin palkki, 300 kN s.40
Taulukko 5. 10 metrin palkki, 200 kN s. 40
Taulukko 6. 7,5 metrin palkki, 200 kN s. 41
Taulukko 7. 5 metrin palkki, 200 kN s. 41
Taulukko 8. 10 metrin palkki, 100 kN s. 41
Taulukko 9. 7,5 metrin palkki, 100 kN s 41
Taulukko 10. 5 metrin palkki, 100 kN s. 41

Lähteet

1. RIL 174-1, Korjausrakentaminen 1 Yleiset perusteet, 1988 Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry
2. Sanna Luukkarinen, Anni Kärki, Arto Saari, Juha-Matti Junnonen, Lisärakentaminen osana korjausrakentamishanketta, 2011 Helsinki: Ympäristöministeriö
3. BY 41, Betonirakenteiden korjausohjeet 2007, Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.
4. Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet 2006, Helsinki: Tiehallinto
5. Kantavien rakenteiden vahvetaminen StoFRP järjestelmien avulla http://www.sto.fi/media/documents/broschyrrer/betong_1/Kantavien_rakenteiden_vahventaminen_StoFRP.pdf. Luettu 19.3.2016
6. Vanhoja lumikuormia <http://www.i2.ymparisto.fi/i2/kattolumikuorma.html>. Luettu 30.3.2016
7. Rakennusten vähimmäiskuormat, Suomen rakentamismääräyskokoelma 1976 <http://www.ym.fi/download/noname/%7BA1095510-7A68-4BB3-BD62-3FC41E88F015%7D/100505> Luettu 30.3.2016
8. BY 210, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005, Helsinki: Matti Leskelä ja Suomen Betoniyhdistys r.y.
9. BY 50, Betoninormit 2012, 2011 Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.
10. SFS-EN 1992-1-1+A1+AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. OSA 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Vahvistettu 19.01.2015 Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry
11. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. 2001. FIB Bulletin 14. July 2001. Federation Internationale du Beton (FIB)
12. Björn Täljsten, Thomas Blanksvärd, Gabriel Sas, Kompositförstärkning av betong. 2015. Svensk Byggtjänst.

VANHA PALKKI

Poikkileikkaus

L	10000	mm
h	700	mm
b	250	mm
c	30	mm

Vetoteräksset

d	20	mm
r	10	mm
A _s	314,16	mm ²
Teräksiä	2	kpl
ΣA _s	628,3185	mm ²

Betoni

f _{cd}	22,6666667	N/mm ²
f _{ctk}	2,3	N/mm ²
f _{ctm}	3,5	N/mm ²
E _{cm}	35220	N/mm ²
ε _{uk}	3,5	‰
γ _c	1,5	
α _{cc}	0,85	
I _c	7145833333	mm ⁴

Liite 1
1(4)

Teräs

A500HW	f _{yd}	434,782609	N/mm ²
	f _{uk}	697	N/mm ²
	ε _{yk}	2,5	‰
	E _s	210000	N/mm ²
	ε _{uk}	10	‰
	γ _s	1,15	
	f _{yk}	500	N/mm ²

Betoni

C40/50

Valitaan betoni

f _{ck}	40	N/mm ²
f _{ctk}	40	N/mm ²
f _{ctm}	3,5	N/mm ²
E _{cm}	35	
ε _{uk}	3,5	‰

Taivutusmitoitus

Tehollinen korkeus

d	660	mm
---	-----	----

Mekaaninen raudoitussuhde

β	0,073043
---	----------

$$\beta = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

β _b	0,592593
----------------	----------

Suhteellinen momentti

μ	0,070376
---	----------

$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2} \right)$$

β ≤ β _b	OK
--------------------	----

Taivutuskestävyys

M _{rd}	1,74E+08	Nmm
	173715,2	Nm
	173,72	kNm

$$M_{Rd} = \mu b d^2 f_{cd}$$

Leikkausmitoitus

Palkki on leikkausraudoittamaton

Liite 1
2(4)

C_{Rd}	0,12	
k	1,550482 $k \leq 2$	1,550482
ρ_l	0,003808 $\rho_l \leq 0,02$	0,003808

Leikkauskestävyys

$V_{Rd,c}$	62973,78 N
	62,97 kN

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d$$

BETONIMANTTELI**Lisäkuormasta johtuva taivutuskuorma**

M_{Ed} kNm $3E+08$ Nmm
 q kN/m²

Liite 1
3(4)

Uusi poikkileikkaus

h mm
 b mm
 c mm

Tehollinen korkeus

d mm

Lisäkuormasta johtuva leikkausvoima

V_{Ed} kN 200000 N

Betoni **Valitse käytettävä betoni**

f_{ck} N/mm²
 f_{cd} N/mm² γ_c
 f_{ctk} N/mm² α_{cc}
 f_{ctm} N/mm²
 E_{cm} N/mm²
 ϵ_{uk} ‰
 I_c mm⁴

Taivutusmitoitus**Suhteellinen momentti μ**

$$M_{Rd} = \mu b d^2 f_{cd}$$

μ

Mekaaninen raudoitussuhde

β β_b
 $\beta \leq \beta_b$

Vetoraudoituksen poikkipinta-ala

$A_s \geq$ mm² Valitaan vetoteräksset

Taipuma

f mm

Sallittu taipuma $L/400$

mm

Leikkausmitoitus

Sisäinen momenttivarsi

z 616,1319261 mm

$\cot\theta$

Leikkausraudoitus A_{sw}/s

A_{sw}/s 0,746593352

746,593352 mm²/m

Valitaan raudoitus suuremman mukaan

A_{sw} 746,5934 mm²

Minimiraudoitus

$\rho_{w,min}$ 0,000876015

$A_{sw,min}/s$ 0,394206849

394,2068493 mm²/m

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin\alpha)$$

α 1,570796

$\sin\alpha$ 1

Leikkaushakojen jako

s_{max} 960 mm

Leikkausvoimasta aiheutuva lisävetovoima

ΔF_{td} 0 N

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \cot\alpha)$$

Liite 1

4(4)

Hiilikuituvahvistus

Liite 2
1(4)

Materiaalit

γ_m	1,5	ϵ_{fu}	16 ‰	
f_f	3100 N/mm ²		0,016 l	18,29333 mm ⁴
E_f	200000 N/mm ²	t_f	1,4 mm	
ρ	1600 kg/m ³	n	1	Hiilikuitukerrosten määrä, hiilikuitukudoksessa

Taivutusmitoitus momentin mukaan laskettuna

Hiilikuituvahvistuksen poikkileikkauksen arviointi

$A_{f,lisä}$	-77,4205591 mm ²	Tässä laskettu vain lisäkuormalle
$A_{f,koko}$	296,3186922 mm ²	Tässä koko kuormalle

$$A_f = \frac{M_d / 0.9 - A_s f_{yd} d}{\epsilon_f E_f h}$$

Puristusvyöhykkeen korkeus

$A_{f,koko}$	296,3187 mm ²	<-- valitaan!
x	108,5 mm	
λ	0,8	
η	1	

$$x = \frac{A_s f_y + \epsilon_f E_f A_f}{\lambda \eta f_{cd} b}$$

Betonin puristusmurron tarkastus

ϵ_c	3,576356878 ‰	$\epsilon_c = \frac{\epsilon_f + \epsilon_{cu}}{(\frac{h}{x} - 1)}$
$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$	FALSE! Tarkasta puristus	

Hiilikuidun halkeaminen

$\epsilon_{fd,ic}$	0,003688915 $\leq 0,9 \epsilon_{fu}$	0,0144	$\epsilon_{fd,ic} = 0,41 \sqrt{\frac{f_{cd}}{n E_f t_f}}$
	3,69 OK	14,4	

Taivutuskapasiteetti

M	311992030,4 Nmm	$M = A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x\right) + \epsilon_f A_f E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x\right)$
	311992,0 kNmm	
	312,0 kNm	KA 96 %

Hiilikuituvahvistuksen poikkileikkauspinta-ala

valitaan poikkileikkaus=>

A_f	271,563897 mm ²	
t_f	1,4 mm	A_f 112 mm ²
b_f	80 mm	kpl 2
		ΣA_f 224 mm ²

Ankkurointi

Liite 2
2(4)

Hiilikuituun kohdistuva vetovoima

F_f 100893,0 N
100,89 kN

$$F_f = \frac{M_{xa}/0,9h}{1 + \frac{E_s A_s}{E_f A_f} \left(\frac{d}{h}\right)^2}$$

FALSE

$F_f \leq F_{f,e}$ 32890,13774 N

k_b 1,12815215

G_f 0,301830681

$\epsilon_{f,x} \leq$ 0,00146831

Ankkurointipituus

l_{ef} 199,75 mm ≥ 250 mm

FALSE! Valitaan 250 mm

Taipuma

f 854136297,4 mm Pelkän hiilikuidun taipuma

f_c 12,4 mm Vanhan palkin taipuma lisäkuormalla

Taipumaraja
 $L/400$

400 25 mm

OK

Hiilikuituvahvistus

Liite 2
3(4)

Materiaalit

γ_m	1,5	ϵ_{fu}	16 ‰	
f_f	3100 N/mm ²		0,016 l	18,29333 mm ⁴
E_f	200000 N/mm ²	t_f	1,4 mm	
ρ	1600 kg/m ³	n	1	Hiilikuitukerrosten määrä, hiilikuitukudoksessa
t_f	1,4 mm	A_f	112 mm ²	
b_f	80 mm	kpl	1	
		ΣA_f	112 mm ²	

Taivutusmitoitus arvioidun hiilikuitu poikkileikkauksen mukaan

Hiilikuituvahvistuksen poikkileikkaus

A_f 112 mm² Tässä koko kuormalle

Puristusvyöhykkeen korkeus A_f 112 mm² <-- valitaan!

x	78,5 mm	$\chi = \frac{A_s f_y + \epsilon_f E_f A_f}{\lambda \eta f_{cd} b}$
λ	0,8	
η	1	

Betonin puristumurron tarkastus

ϵ_c	2,462579642 ‰	$\epsilon_c = \frac{\epsilon_f + \epsilon_{cu}}{\left(\frac{h}{x} - 1\right)}$
$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$	OK	

Hiilikuidun halkeaminen

$\epsilon_{fd,ic}$	0,003688915 $\leq 0,9\epsilon_{fu}$	0,0144	$\epsilon_{fd,ic} = 0,41 \sqrt{\frac{f_{cd}}{n E_f t_f}}$
	3,69 OK	14,4	

Taivutuskapasiteetti

M	226971404,8 Nmm	$M = A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x\right) + \epsilon_f A_f E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x\right)$
	226971,4 kNmm	
	227,0 kNm	
		KA 132 %

Ankkurointi

Liite 2
4(4)

Hiilikuituun kohdistuva vetovoima

F_f 57995,1 N
58,00 kN

$$F_f = \frac{M_{xa}/0,9h}{1 + \frac{E_s A_s}{E_f A_f} \left(\frac{d}{h}\right)^2}$$

FALSE

$F_f \leq F_{f,e}$ 32890,13774 N

k_b 1,12815215

G_f 0,301830681

$\epsilon_{f,x} \leq$ 0,00146831

Ankkurointipituus

l_{ef} 199,75 mm ≥ 250 mm

FALSE! Valitaan 250 mm

Taipuma

f 854136297,4 mm Pelkän hiilikuidun taipuma

f_c 12,4 mm Vanhan palkin taipuma lisäkuormalla

Taipumaraja
 $L/400$

400 25 mm

OK

Betonimantteli

Vanha palkki

L	10000	mm	10 m
h	600	mm	0,6 m
b	250	mm	0,25 m
A_v	150000	mm^2	0,15 m^2
V_v	1500000000	mm^3	1,5 m^3
p_v	1450	mm	1,45 m

Vanhanpalkin betonipinnan ala	14500000	mm^2	14,5 m^2
----------------------------------	----------	---------------	-------------------

Mantteli

	100	mm/sivu	
b_1	100	450	
h_2	100	700	
h_3	100	700	
s_4	0	0	

h_2	700	mm	0,7 m
h_3	700	mm	0,7 m
b_1	450	mm	0,45 m
A_1	315000	mm^2	0,315 m^2

ΔA	<u>165000</u>	mm^2	<u>0,165</u> m^2
------------------------------	---------------	---------------	---------------------------

V_1	3150000000	mm^3	3,15 m^3
-------	------------	---------------	-------------------

ΔV	<u>1650000000</u>	mm^3	<u>1,65</u> m^3
------------------------------	-------------------	---------------	--------------------------

Muottipinta-ala

b_1	4500000	mm^2	4,5 m^2
h_2	7000000	mm^2	7 m^2
h_3	7000000	mm^2	7 m^2
A_m	18500000	mm^2	18,5 m^2

Raudoitus

Liite 3
2(4)

Vetorausdoitus

Määrä	5	kpl
d	12	mm
pituusmassa	0,888	kg/m
Massa,vetot.	44,4	kg

Leikkausraudoitus

Määrä	30	kpl
d	10	mm
pituusmassa	0,617	kg/m
Massa,leik.t.	42,6	kg

Raudat yht. 87,0 kg

Reiät

leikkausraudoitusta
varten

60 kpl

Manttelointi ALV 0%								
Muottityö								
	Määrä	Yksikkö	Kerroin	Määrä	Yksikkö	Määrä	Yksikkö	Aika
Pystytys	0,26	tth/muotti-m ²	0,95	0,247	tth/muotti-m ²	18,5	m ²	4,5695 tth
Purku ja puhdistus	0,27	tth/muotti-m ²	0,95	0,2565	tth/muotti-m ²	18,5	m ²	4,74525 tth
Vanhan palkin pinnan karhennus	0,5	tth/m ²	1,15	0,575	tth/m ²	14,5	m ²	8,3375 tth
							ΣT3	17,65225 tth
				Lisäaikakerroin		1,125	T4	19,85878 tth
Työryhmä								
	Työ		Hinta/yks.		Hinta		Haahtela-indeksi	
Kirvesmies	6,619594 tth		19,27 €/tth		138,3 €		1,084337 v. 2013 hinnoilla	
Apumies	6,619594 tth		15,5 €/tth		111,3			
Apumies	6,619594 tth		15,5 €/tth		111,3 €			
Sosiaalikustannus	73 %				263,4 €		v. 2015 hinnoilla	
							Σ	624,2 €

Raudoitus								
	Määrä	Yksikkö	Kerroin	Määrä	Yksikkö	Määrä	Yksikkö	Aika
Käsinsiirto, pitkä	3	tth/1000kg	1,1	3,3	tth/1000kg	86,97	kg	0,2870 tth
Asennus	12	tth/1000kg	1,1	13,2	tth/1000kg	86,97	kg	1,1480 tth
							ΣT3	1,4351 tth
				Lisäaikakerroin		1,2	T4	1,722065 tth
Työryhmä								
	Työ		Hinta/yks.		Hinta		Haahtela-indeksi	
Raudoittaja	2,25 tth		22,34 €/tth		54,50 €		1,084337 v. 2013 hinnoilla	
Apumies	2,25 tth		15,5 €/tth		37,82 €			
Sosiaalikustannus	73 %				67,39 €			
							Σ	159,71 €

Liite 3
3(4)

Teräsvahvistus**Vanha palkki**

L	<input type="text" value="10000"/>	mm	10 m
h	<input type="text" value="600"/>	mm	0,6 m
b	<input type="text" value="250"/>	mm	0,25 m
A_v	150000	mm ²	0,15 m ²
V_v	1500000000	mm ³	1,5 m ³
p_v	1450	mm	1,45 m

Vanhanpalkin

betonipinnan ala	14500000	mm ²	14,5 m ²
------------------	----------	-----------------	---------------------

Teräspalkit

Palkki	<input type="text" value="HEA 280"/>		
h	270	mm	0,27 m
bf1	280	mm	0,28 m
bf2	280	mm	0,28 m
tf1	13	mm	0,013 m
tf2	13	mm	0,013 m
tw	8	mm	0,008 m
A	9726	mm ²	0,009726 m ²
G	76,4	kg/m	764 kg
r	24	mm	0,024 m

Palkkeja kplReikiä/palkki kplKiilauksia k500

Kiilauksia/metri

2
Σ 20 kpl

Palkkien välin

betonointi mm betonointi A_b 8400 mm² 0,0084 m² V_b 84000000 mm³ 0,084 m³

Vahvistus		ALV 0%						
Palkkien asennus								
	Määrä	Yksikkö	Kerroin	Määrä	Yksikkö	Määrä	Yksikkö	Aika
Mittaus	0,09	tth/kpl	1,1	0,099	tth/kpl		1 m ²	0,099 tth
Asennus	0,85	tth/kpl	1,1	0,935	tth/kpl		1 m ²	0,935 tth
Kiinnitys	0,8	tth/kpl	1,1	0,88	tth/kpl		1 m ²	0,88 tth
Kiilaus	0,5	tth/kpl	1,1	0,55	tth/kpl		20 kpl	11 tth
							ΣT3	12,914 tth
				Lisäaikakerroin		1,3	T4	16,7882 tth
Työryhmä								
	Työ		Hinta/yks.		Hinta		Haahtela-indeksi	
Rakennusmies	5,596067	tth	16,22	€/tth	98,4	€	1,084337 v. 2013 hinnoilla	
Rakennusmies	5,596067	tth	16,22	€/tth	98,4			
Apumies	5,596067	tth	15,5	€/tth	94,1	€		
Sosiaalikustannus	73	%			212,4	€		v. 2015 hinnoilla
							Σ	503,3 €

Betonointi								
	Määrä	Yksikkö	Kerroin	Määrä	Yksikkö	Määrä	Yksikkö	Aika
Nostoastiatbet.	0,24	tth/m ³	1,15	0,276	tth/m ³	0,084	m ³	0,023184 tth
				Lisäaikakerroin		1,15	T4	0,026662 tth
Työryhmä								
	Työ		Hinta/yks.		Hinta		Haahtela-indeksi	
Betonimies	1 tth		18,25 €/tth		19,789 €		1,084337 v. 2013 hinnoilla	
Sosiaalikustannus	73 %				14,446 €			
							Σ	34,2 €

Liite 4
2(3)

Reikien poraus

	Määrä	Yksikkö	Kerroin	Määrä	Yksikkö	Määrä	Yksikkö	Aika
Timanttiporaus								
Kiinnitykset	0,13	tth/reikä	1	0,13	tth/reikä	0 kpl		0 tth
						ΣT3		0 tth
					Lisääikakerroin	1,15	T4	0 tth
Työryhmä								
	Työ		Hinta/yks.		Hinta			Haahtela-indeksi
Apumies	0	tth	15,5	€/tth	0 €			
Sosiaalikustannus	73	%			0,0 €			
						Σ		0,0 €

Liite 4
3(3)

Materiaalit

[illegible]

<u>Vahvistuksen hinta</u>	<u>5295,13 €</u>
---------------------------	------------------

<u>Työntekijätunti</u>	<u>16,81 tth</u>
------------------------	------------------